

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DO EFEITO DA URBANIZAÇÃO NAS CHEIAS
URBANAS
MONITORAMENTO DE BACIAS EXPERIMENTAIS**

Telma Aparecida Vicentini

Orientador : Prof. Dr. Abel Maia Genovez

Tese apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, Área de concentração de Recursos Hídricos.

Campinas
Agosto, 2000

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DO EFEITO DA URBANIZAÇÃO NAS CHEIAS
URBANAS
MONITORAMENTO DE BACIAS EXPERIMENTAIS**

Telma Aparecida Vicentini

Campinas
Agosto, 2000

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese	
	04/06/04
Prof. Dr. <i>Abel Maria Gensury</i>	
Matrícula 03557-2	

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL

INIDADE	PC
CHAMADA	
T/UNICAMP	
V662a	
EX	
OMBO	BC/61456
ROC.	16.86.05
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
REÇO	24.00
ATA	04.2.05
CPD	

lib id 335570

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

V662a Vicentini, Telma Aparecida
Análise do efeito da urbanização nas cheias urbanas
monitoramento de bacias experimentais / Telma
Aparecida Vicentini. --Campinas, SP: [s.n.], 2000.

Orientador: Abel Maia Genovez.

Tese (doutorado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

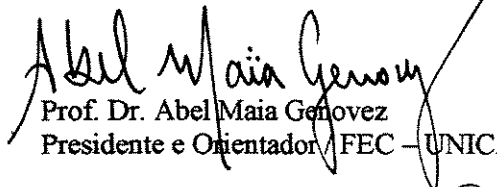
1. Drenagem. 2. Hidrologia urbana. 3. Inundações.
4. Bacias hidrográficas. 5. Escoamento urbano. I.
Genovez, Abel Maia. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

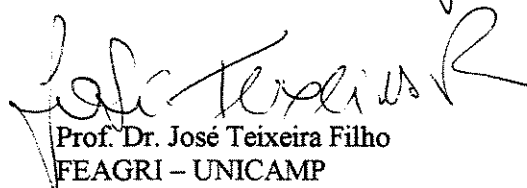
**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

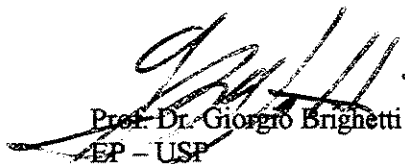
**ANÁLISE DO EFEITO DA URBANIZAÇÃO NAS CHEIAS
URBANAS – MONITORAMENTO DE BACIAS EXPERIMENTAIS**

Telma Aparecida Vicentini

Dissertação de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Abel Maia Genovez
Presidente e Orientador / FEC – UNICAMP


Prof. Dr. José Teixeira Filho
FEAGRI – UNICAMP


Prof. Dr. Giorgio Brighetti
EP – USP


Prof. Dr. Dirceu Brasil Vieira
FEC – UNICAMP


Prof. Dr. Evaldo Miranda Coiado
FEC – UNICAMP

Campinas, 30 de Agosto de 2000

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	iii
LISTA DE SIMBOLOS.....	v
LISTA DE FIGURAS E TABELAS.....	ix
AGRADECIMENTOS	xv
RESUMO	xvii
SUMMARY	xix
I – INTRODUÇÃO.....	1
1 – Objetivos.....	3
II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
1 – Introdução.....	4
2 – O impacto da urbanização na drenagem urbana.....	6
3 – Parâmetros para o dimensionamento das vazões.....	13
4 – Coleção de dados e instrumentação.....	86
5 – Modelo ABC4.....	87
6 – escoamento em sarjetas	89
III – METODOLOGIA.....	92
1 – Introdução.....	92
2 – Caracterização das bacias experimentais e medições de vazão.....	93

3 – Chuva de projeto.....	95
4 – Hidrograma de cheia.....	96
5 – Uso do solo	96
 IV – RESULTADOS.E DISCUSSÕES	105
1 – As bacias hidrográficas.....	105
2 – Determinação da curva chave para os postos fluviométricos.....	106
3 – Determinação do coeficiente de rugosidade “n” da equação de Manning para sarjetas e para o canal em concreto.....	113
4 – Definição do Número da Curva do Escoamento Superficial e do Coeficiente de escoamento superficial para sub bacias experimentais.....	119
5 – Uso do solo.....	128
6 – Definição dos padrões de distribuição temporal de chuvas intensas para o município de Campinas – Método de Huff.....	137
7 – Estudo comparativo entre o hidrograma de enchente medido e o hidrograma de enchente calculado com o uso do modelo ABC4.....	148
 V – CONCLUSÕES.....	164
 VI – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	167
 ANEXO L.....	173

LISTA DE SÍMBOLOS

- $A(t)$ – precipitação antecedente correspondente a duração t
 A_i – área de influência do posto pluviométrico
 $A(i,i+1)$ – área entre isócronas i e $i+1$
 A_T – área total da bacia
 A_v – área da vegetação
 C_a – parcela de precipitação que escoar pelo tronco das árvores
 CN – número da curva de escoamento superficial do método do SCS
 E – evaporação da superfície
 dt – intervalo de tempo
 dV – variação de armazenamento na bacia
 F – tempo entre o pico do hidrograma e o tempo do ponto C
 f – taxa de infiltração
 f_0 – taxa de infiltração inicial
 f_c – taxa de infiltração final
 g – aceleração da gravidade
 h – altura da planta
 H – diferença de cotas entre o exutório da bacia e o ponto mais alto do talvegue
 i – intensidade média de chuva
 I' – hidrograma instantâneo
 $I(i,i+1)$ – volume de contribuição do escoamento superficial direto por unidade de tempo entre isócronas i e $i+1$
 $I(t)$ – volume de contribuição do escoamento superficial direto ao reservatório no tempo t .
 $I(t-t_u)$ – volume de contribuição do escoamento superficial direto ao reservatório no tempo $(t - t_u)$
 i_h – intensidade de chuva do hietograma em função do tempo
 i_{max} – intensidade média máxima

i_u – intensidade de precipitação unitária

IDF – intensidade-duração-frequência

k – permeabilidade intrínseca do solo

K – condutividade hidráulica do solo

l_1, l_2, \dots, l_n – comprimento dos trechos dos álveos considerado, com declividade uniforme.

L – comprimento do talvegue

L' – comprimento do talvegue do canal principal

m – número de ordem para cada elemento da série

n – coeficiente de rugosidade de Manning

N – número total de elementos de cada série

p – pressão da água no interior do solo

P – altura de precipitação total

P_2 – precipitação de 24 horas e 2anos de tempo de recorrência

P_{amax} – precipitação acumulada máxima

$P_b(t)$ – parcela da precipitação de duração t que ocorre antes do pico do hietograma

P_e – precipitação efetiva

P_{eac} - precipitação efetiva acumulada

P_i – altura de precipitação no posto pluviométrico

P_l - lâmina precipitada

P_m – Precipitação média sobre a área

P_{min} – precipitação mínima

P_0 – Precipitação no epicentro da tormenta

P_t – precipitação no período t

$P(X \geq x)$ – probabilidade empírica acumulada

P'_1, P'_2, \dots, P'_n - Cotas dos pontos de quebra do perfil longitudinal acima do ponto de despejo(nível de referência).

q – velocidade de Darcy

q_p – vazão de pico do hidrograma

Q – escoamento superficial no período t

$Q(1)$ – vazão de saída no reservatório no instante 1

$Q(2)$ – vazão de saída no reservatório no instante 2

$Q_r(t)$ – volume afluente ao reservatório no tempo t
 $Q_r(t-t_u)$ – volume afluente ao reservatório no tempo $(t-t_u)$
 R – raio hidráulico
 s – declividade da linha hidráulica(declividade solo)
 S – declividade do talvegue
 S_a – volume armazenado
 S_d – capacidade máxima
 S_f – fator de sucção-armazenamento
 S_i – precipitação interceptada pela vegetação
 S_m – declividade média
 S_{max} – armazenamento máximo
 S_v – capacidade de armazenamento da vegetação para a área em estudo
 t – duração da chuva
 t^* - tempo em que a precipitação é maior que a taxa de infiltração
 t_r – duração da chuva
 T – precipitação que atravessa a vegetação
 t_a – tempo de ascensão
 t_b – tempo de recessão
 t_c – tempo de concentração da bacia
 t_e – duração da chuva excedente
 t_r – tempo de retardo
 T_b – base do triangulo equivalente
 T_r – período de retorno
 T_t – tempo de viagem
 Velocidade média do escoamento
 V_d – volume retido nas depressões
 V_f – lâmina d'água de saturação da camada L de solo
 $V(t)$ – volume que fica no reservatório no tempo t
 $V(t-t_u)$ – volume que fica no reservatório no tempo $(t-t_u)$
 V_u – Volume unitario do hidrograma
 z – profundidade do solo
 ϕ - potencial mátrico

μ - viscosidade dinâmica da água

θ - teor de umidade, em volume de água por unidade de volume de solo

θ' – teor máximo de umidade

θ_i – teor de umidade inicial do solo

θ_{sat} – volume de vazios por unidade de volume de solo

θ_{ar} – ar aprisionado por unidade de volume de solo

ρ - massa específica da água

LISTA DE FIGURA E TABELAS

Figura 2.1 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo I.....	20
Figura 2.2 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo II.....	21
Figura 2.3 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo III.....	21
Figura 2.4 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo IV.....	22
Figura 2.5 – Hietograma Triangular.....	23
Figura 2.6 – Características do hietograma definido pelo método de Chicago.....	28
Figura 2.7 – Relação entre a curva IDF e o hietograma sintético.....	29
Figura 2.8 – Fator de redução das precipitações máximas pontuais, conforme estudos do U.S. Weather Bureau.....	37
Figura 2.9 – Método do polígono de Thiessen.....	38
Figura 2.10 – Combinação dos métodos das isoietas com polígono de Thiessen.....	40
Figura 2.11 – Relação entre interceptação-intensidade-precipitação.....	41
Figura 2.12 – Interceptação da precipitação por diversas espécies, desenvolvido por Horton em 1919.....	45
Figura 2.13 – Relação de Viessman entre depressão do solo e declividade para superfícies impermeáveis.....	47
Figura 2.14 – Características da taxa de infiltração de Horton.....	52
Figura 2.15 – Taxa típica de infiltração recomendada pela ASCE em 1970.....	53
Figura 2.16 – Hidrograma típico.....	56
Figura 2.17 – Método gráfico de separação do escoamento superficial.....	59
Figura 2.18 - Representação de uma bacia hidrográfica com suas isócranas.....	68
Figura 2.19 – Histograma tempo-área e envoltória representando o hidrograma.....	69
Figura 2.20 – Hidrograma triangular do SCS.....	72
Figura 2.21 – Formas típicas de perfil de álveos e linha de melhor aderência.....	85
Figura 2.22 – Seção de sarjeta.....	90
Figura 4.1a – Bacias hidrográficas em estudo.....	107

Figura 4.1b – Bacias hidrográficas em estudo.....	108
Figura 4.2.a – Curva chave – Posto montante – Praça Ralph Stettinger.....	112
Figura 4.2.b – Curva chave – Posto Jusante – Correio Popular.....	112
Figura 4.3.a – Coeficiente de rugosidade de Manning para sarjeta para largura de lâmina d'água até 0,40m.....	117
Figura 4.3.b – Coeficiente de rugosidade de Manning para sarjeta para largura de lâmina d'água acima de 0,40m.....	119
Figura 4.4 – Planta da sub bacia Taquaral.....	120
Figura 4.5 – Planta da sub bacia Vila Verde.....	121
Figura 4.6 – Planta da sub bacia Jd Planalto.....	122
Figura 4.7 – Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso Residencial horizontal.....	129
Figura 4.8 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso Residencial vertical.....	129
Figura 4.9 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso Comercial horizontal.....	130
Figura 4.10 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso comercial vertical.....	130
Figura 4.11 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso Industrias, barracões e galpões.....	131
Figura 4.12 – Relação entre uso do solo e a densidade populacional – Residencial horizontal.....	134
Figura 4.13 – Relação entre uso do solo e a densidade populacional – Residencial vertical.....	135
Figura 4.14 – Relação entre uso do solo e a densidade populacional – Comercial horizontal.....	136
Figura 4.15 – Relação entre uso do solo e a densidade populacional – Comercial vertical.....	136
Figura 4.16 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Industrias, barracões e galpões.....	137
Figura 4.17 – Distribuição temporal de chuvas do primeiro quartil.....	141
Figura 4.18 – Distribuição temporal de chuvas do segundo quartil.....	141
Figura 4.19 – Distribuição temporal de chuvas do terceiro quartil.....	142

Figura 4.20 – Distribuição temporal de chuvas do quarto quartil.....	142
Figura 4.21 – Frequência de chuvas por faixa de duração – primeiro quartil.....	144
Figura 4.22 – Frequência de chuvas por faixa de duração – segundo quartil.....	145
Figura 4.23 – Frequência de chuvas por faixa de duração – terceiro quartil.....	146
Figura 4.24 – Frequência de chuvas por faixa de duração – quarto quartil.....	147
Figura 4.25 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98 – Posto jusante – $t_c = 0,9h$, $CN = 81$	154
Figura 4.26 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98 – Posto montante – $t_c = 0,9h$, $CN = 88$	154
Figura 4.27 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98 – Posto montante – tempo de concentração reduzido para $0,7h$	156
Figura 4.28 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98 – Posto montante – $t_c = 0,7h$ e $CN = 70$	157
Figura 4.29 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98 – Posto jusante – $t_c = 0,9h$	158
Figura 4.30 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98 – Posto jusante – $t_c = 0,9h$ e $CN = 95$	159
Figura 4.31 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98 – Posto jusante – $t_c = 0,9h$ e $CN = 93$	160
Figura 4.32 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 06/05/99 – Posto jusante – $t_c = 1,3h$ e $CN = 81$	162
Quadro 2.1 – Valores de coeficiente de avanço de tormentas.....	24
Quadro 2.2 – Hietogramas acumulados para tormentas de 24 horas de duração – SCS.....	26
Quadro 2.3 – Hietograma acumulados para tormentas de 6 horas de duração – SCS.....	27
Quadro 2.4 – Valores das constantes a da equação 2.25.....	43
Quadro 2.5 – Capacidade máxima do reservatório de Interceptação utilizado pelo modelo STANFORD IV.....	44
Quadro 2.6– Interceptação em $1m^2$, desenvolvida por CLARK(1940).....	45
Quadro 2.7 – Depressão típica e retenção para vários tipos de cobertura.....	47
Quadro 2.8 – Correspondência entre valores de CN e S_f e K'	55
Quadro 2.9 – Valores do parâmetro CN para áreas rurais.....	64

Quadro 2.10 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.....	65
Quadro 2.11 – Correção de CN para outras condições iniciais de umidade.....	66
Quadro 2.12 – hidrograma unitário triangular adimensional do SCS.....	74
Quadro 2.13 – Coeficiente de rugosidade para escoamento lâmina.....	79
Quadro 3.1 – Áreas das UTB's para a bacia hidrográfica em estudo.....	100
Quadro 3.2.a – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 31.....	101
Quadro 3.2.b – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 32.....	101
Quadro 3.2.c – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 33.....	101
Quadro 3.2.d – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 35.....	102
Quadro 3.2.e – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 36.....	102
Quadro 3.2.f – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 37.....	102
Quadro 3.2.g – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 56.....	103
Quadro 3.2.h – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 57.....	103
Quadro 3.2.i – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 58.....	103
Quadro 3.2.j – Dados de ocupação do solo referentes a UTB 61.....	104
Quadro 4.1.a – Medições efetuadas com molinete – postos de montante.....	110
Quadro 4.1.b – Medições efetuadas com molinete – postos de Jusante.....	111
Quadro 4.2 – Medições efetuadas com flutuador no posto fluviométrico de montante.....	111
Quadro 4.3 – Medições de vazão de sarjeta – Av. Washington Luiz.....	115
Quadro 4.4 - Medições de vazão de sarjeta – Rua Nhambiquara.....	116
Quadro 4.5 – Medições de vazão de sarjeta – Rua Venezuela.....	116
Quadro 4.6 – Medições de vazão de sarjeta – Rua Paraná.....	117
Quadro 4.7 – Cálculo do coeficiente de rugosidade n.....	117
Quadro 4.8.a – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Vila Verde.....	123
Quadro 4.8.b – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Vila Verde.....	123
Quadro 4.8.c – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Taquaral.....	124
Quadro 4.8.d – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Taquaral.....	124

Quadro 4.8.e– Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Taquaral.....	125
Quadro 4.8.f – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd Planalto.....	125
Quadro 4.8.g – Precipitação x Altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd Planalto.....	126
Quadro 4.9 – Coeficiente de escoamento superficial.....	126
Quadro 4.10 – Número da curva de escoamento superficial – CN.....	127
Quadro 4.11 – Comparação dos valores do coeficiente de escoamento superficial e CN calculados com os valores recomendados na bibliografia.....	127
Quadro 4.12a – Censo populacional – IBGE 1970.....	131
Quadro 4.12b – Censo populacional – IBGE 1980.....	132
Quadro 4.12c – Censo populacional – IBGE 1991.....	132
Quadro 4.12d – Censo populacional – IBGE 1996.....	133
Quadro 4.13 – Frequência de ocorrência de chuvas por grupos.....	138
Quadro 4.14 – Distribuição temporal das tormentas do primeiro quartil.....	139
Quadro 4.15 – Distribuição temporal das tormentas do segundo quartil.....	139
Quadro 4.16 – Distribuição temporal das tormentas do terceiro quartil.....	140
Quadro 4.17 – Distribuição temporal das tormentas do quarto quartil.....	140
Quadro 4.18 – Frequência das chuvas por faixa de duração.....	143
Quadro 4.19a – Precipitação média e precipitação excedente para o dia 28/03/98.....	149
Quadro 4.19b – Precipitação média e precipitação excedente para o dia 11/12/98.....	150
Quadro 4.20a – Características dos hidrogramas gerados.....	151
Quadro 4.20b – Hidrograma gerado x hidrograma real – Precipitação de 28/03/98 – Posto jusante.....	152
Quadro 4.20c – Hidrograma gerado x hidrograma real – Precipitação de 11/12/98 – Posto montante.....	153
Quadro 4.21 – Características do hidrograma gerado.....	155
Quadro 4.22 – Comparativo das características dos hidrogramas gerados com o hidrograma real.....	156
Quadro 4.23 – Características do hidrograma gerado.....	157

Quadro 4.24 – Características do hidrograma gerado.....	159
Quadro 4.25 – Características do hidrograma gerado.....	160
Quadro 4.26 – Características do hidrograma gerado.....	161
Quadro 4.27 – Características do hidrograma gerado.....	163

AGRADECIMENTOS

O trabalho de pesquisa necessário a concretização da presente tese contou com a colaboração e o apoio de diversas entidades e pessoas a quem quero externar os meus melhores agradecimentos:

- Ao Prof Dr Abel Maia Genovez, pela orientação, dedicação, amizade, apoio durante toda a elaboração deste trabalho;
- Aos professores da Faculdade de Engenharia Civil e em especial ao Prof Dr Evaldo Miranda Coiado e Dra Ana Inés Borri Genovez pelo apoio prestado;
- Ao DAEE, na pessoa do Engº Gré Araújo e sua equipe pelo apoio incondicional, sem o qual este trabalho não teria sido realizado;
- Ao Prof Dr José Teixeira Filho pela ajuda com a operação dos equipamentos;
- Aos funcionários da Faculdade de Engenharia Civil e em especial aos técnicos do laboratório de Hidrologia pela ajuda dispensada;
- Aos estagiários, Fábio, Renato, Fábio e Markon pela colaboração;
- A SANASA, na pessoa do Engº Armando Gallo Yahn, pela ajuda na doação de material e operação de equipamentos;
- Ao 7º Grupamento de Incêndio pelo empréstimo de equipamentos e operação dos hidrantes;
- A Secretaria de Projetos, Obras e Serviços Públicos na pessoa do Engº Carlos Augusto Santoro e Engª Adriana R.V. Isenburg Giacomini, pela disponibilidade de tempo concedido na elaboração deste trabalho;
- Ao Departamento de Serviços Públicos e em especial aos funcionários do Setor de Serralheria, pela ajuda na instalação dos equipamentos;
- Aos funcionários da BAE - UNICAMP pela ajuda prestada na coleta das referências bibliográficas
- A desenhista Raquel Rossini pela elaboração das figuras do texto;

- A minha mãe Thereza e minha irmã Celma, um carinho especial pelo grande incentivo;
- Ao meu pai Oswaldo, meu companheiro nesta jornada, pelo carinho e cumplicidade e principalmente, pelo incentivo de todas as horas, deixo aqui registrado meu respeito e profunda admiração além de um agradecimento muito especial.

RESUMO

O processo de urbanização provoca profundas modificações na bacia hidrográfica e principalmente nas características das enchentes. Isso ocorre devido, principalmente, as modificações do uso do solo, pelo desenvolvimento urbano.

Avaliar e quantificar os efeitos da urbanização, nos hidrogramas de enchentes, passa a ser uma tarefa de elevada importância no desenvolvimento dos projetos de micro e macro drenagem. As dificuldades enfrentadas pelos projetistas são maximizadas, devido a ausência de dados reais.

O estudo, em questão, visa o monitoramento de duas bacias hidrográficas, com alto grau de urbanização, e a obtenção sistemática de dados de vazão e precipitação. Para tanto, as duas bacias foram instrumentadas com dois postos fluviométricos e três pluviógrafos.

Determinou-se a distribuição temporal das precipitações para Campinas utilizando-se a metodologia de Huff, aplicada para série de 20 anos de dados de precipitação. Foram determinados experimentalmente ainda, o coeficiente de escoamento superficial e o número da curva do escoamento superficial (Curve Number), para três sub bacias com diferentes tipos de uso do solo; sendo residencial de alto padrão, residencial popular e comercial. Com base nos dados obtidos para as sub bacias e as áreas das bacias hidrográficas das duas bacias em estudo, foi determinado o coeficiente de escoamento superficial e o número da curva do escoamento superficial das mesmas.

Foram medidas as vazões, a declividade longitudinal e a altura d'água do escoamento em sarjetas com diferentes declividades. Com estes dados, além dos dados

geométricos da seção transversal das ruas, foi determinado o coeficiente de rugosidade de Manning.

Foi estabelecida ainda, uma relação entre a densidade populacional e áreas urbanizadas para os diversos tipos de ocupação do solo.

Foi feita uma descrição da problemática que envolve o processo de medição das velocidades nos córregos urbanos e a obtenção das curvas chave dos postos fluviométricos.

Finalizando, os dados levantados, foram introduzidos no modelo ABC4, o qual utilizou a metodologia do Soil Conservation Service. Foram gerados hidrogramas de cheias para determinadas precipitações. Os hidrogramas calculados foram comparados com os hidrogramas observados.

Com a determinação experimental de alguns parâmetros que são utilizados nos projetos de drenagem urbana, procurou-se fazer uma análise destes parâmetros, comparando os valores de campo com os obtidos na bibliografia. Pretendeu-se com isso, fazer uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto, que permita minorar os impactos das cheias urbanas.

SUMMARY

The urbanization process provokes deep modifications in the watersheds and mainly in the characteristics of the flood, these happen because the land-surface modifications for the urban development.

To evaluate and to quantify the effects of the urbanization, in the hydrograph from streamflow, it is most important in the development of the projects of drainage. Many difficulties are faced by planners because real data don't exist.

The study seeks the check of two urban watersheds, with high degree of urbanization and the systematic obtaining data of flood and precipitation. So the two basins were orchestrated with two stage recorder and three rainfall gages.

The temporary distribution of the precipitation was determined for the basins in study and it was used the methodology of Huff, that it was applied for 20 years of data recorded. The runoff coefficient and the curve number were determined for three small basins with different types of land-surface: residential of high pattern, ordinary residential and commercial.

The flood, the surface slope and the flow deep of water were measured in gutter with different slopes. With these data, besides the geometric data of the traverse section of the streets, the Manning's coefficient was determined.

It was still established an relationship between the population density and land surface, for the several types of land-surface.

It was made a description of the problem that involves the process of measure of the speeds of water in the urban stream.

Finally the obtained data was introduced in the model ABC4, wich used the methodology to develop of Soil Conservation Service, hydrographs of streamflow were generated for determined precipitation. The obtained hydrograph was compared with the data of runoff.

With the experimental determination of some parameters that they are used in the projects of urban drainage, and tried to do an analysis of these parameters, comparing the fields values with those obtained them in the bibliography. It was intended with that, to do a contribution to the development os project approach, that allows to lessen the urban impacts of the flowstreams.

I - INTRODUÇÃO

Vários estudos têm demonstrado que a urbanização da bacia hidrográfica provoca profundas modificações nas características das enchentes dos cursos d'água, e isso ocorre devido as modificações no uso do solo impostas pelo desenvolvimento urbano. A impermeabilização da bacia, pela pavimentação das ruas e calçadas, pelos telhados e áreas de estacionamento, reduz significativamente o volume de infiltração das chuvas, aumentando o escoamento superficial, ocasionando um hidrograma de enchente com pico maior e prematuro.

Avaliar e quantificar os efeitos da urbanização nos hidrogramas de enchentes, baseados nas informações disponíveis e prognósticos constantes dos planos diretores, passam a ser uma tarefa de elevada importância para o desenvolvimento dos projetos de micro e macro drenagem das áreas urbanas. Reciprocamente, avaliar os efeitos que um sistema de drenagem projetado, produzirá no curso d'água e principalmente nas regiões à jusante, é uma das etapas mais importantes no desenvolvimento dos sistemas de drenagem urbano, e informação primordial, a ser fornecida à planejadores e dirigentes, no processo de desenvolvimento das cidades.

As dificuldades enfrentadas pelos projetistas, para a realização das análises necessárias, são maximizadas devido a ausência de dados reais. Há muito tempo, os problemas, relacionados à drenagem urbana têm sido motivo de várias pesquisas a nível mundial. No Brasil, tem se intensificado os estudos de cheias urbanas, com ênfase para análise e desenvolvimento de modelos hidrológicos, estudos de avaliação e adaptação de medidas estruturais convencionais e não-convencionais e medidas não estruturais as nossas condições urbanísticas e sociais.

A frequência e gravidade das enchentes, observadas em cidades e regiões metropolitanas como São Paulo, Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Campinas e outras, demonstram que, os sistemas de drenagem estão se tornando insuficientes à medida que a ocupação da bacia vai se processando, ou ainda, à medida que as características de

ocupação estão se modificando, demonstrando a premente necessidade de se procurar soluções alternativas, estruturais e não estruturais, e mesmo de se conhecer mais detalhadamente os fenômenos climatológicos, hidráulicos e hidrológicos, que envolvem o problema.

Neste trabalho, será analisada a importância da determinação de parâmetros e da análise da metodologia a ser usada na solução dos problemas de drenagem urbana nos centros urbanos. Para atingir os objetivos foi feita uma aplicação na solução de problemas em pontos críticos de inundação, na cidade de Campinas.

Para tanto realizou-se o monitoramento de duas bacias experimentais, com alto grau de urbanização, para as quais foram obtidos dados de vazão e precipitação. As duas bacias foram instrumentadas com dois postos fluviométricos e três pluviógrafos (vide anexo I).

Foram determinados, para as duas bacias em estudo, o coeficiente de escoamento superficial e o número da curva do escoamento superficial, a partir de dados experimentais obtidos para três sub bacias com diferentes tipos de uso do solo; sendo residencial de alto padrão, residencial popular e comercial, tipos de ocupação presentes em mais de 90 % da área das bacias monitoradas.

A distribuição temporal das precipitações, para o município de Campinas, foi determinada com o uso da metodologia de Huff aplicada a uma série de 20 anos dados de precipitação. Os resultados obtidos são quatro famílias de curvas para diferentes características de precipitação.

O coeficiente de rugosidade de Manning, para sarjetas, foi determinado a partir de medidas de vazão, declividade longitudinal e altura do escoamento em sarjetas com diferentes declividades através do uso da teoria de Izzard.

Foi estabelecida ainda, uma relação entre a densidade populacional e as áreas urbanizadas, para os diferentes tipos de ocupação do solo. Essa relação é de grande valia, na reconstituição de dados, para a elaboração de diagnósticos de problemas observados ou na geração de dados para a realização de prognósticos das bacias.

A descrição dos problemas, que envolve o processo de medição das velocidades nos córregos urbanos e a obtenção das curvas chaves dos postos fluviométricos, foi feita com base em experiências reais.

Os dados levantados, foram introduzidos no modelo ABC4, que utilizando a metodologia do "Soil Conservation Service", SCS, gerou hidrogramas de cheias para

determinadas precipitações. Os hidrogramas calculados foram comparados com os hidrogramas observados.

No capítulo II deste trabalho, procurou-se fazer uma revisão bibliográfica sobre os parâmetros e métodos usados em drenagem urbana. A caracterização das bacias hidrográficas experimentais, as medições efetuadas, o procedimento para se determinar os parâmetros de projeto, a distribuição temporal das chuvas e os hidrogramas de enchentes são apresentados no capítulo III. Os resultados e discussões, são desenvolvidos no capítulo IV e no capítulo V a conclusão do trabalho.

1 - OBJETIVO

O objetivo do estudo é contribuir para o desenvolvimento de um critério de projeto de drenagem urbana. Para tanto, foi feita uma avaliação dos critérios de escolha dos parâmetros e métodos usados. Foram determinados experimentalmente, o coeficiente de escoamento superficial, o número da curva de escoamento superficial, o coeficiente de rugosidade de Manning das sarjetas com diferentes declividades e a distribuição temporal das chuvas intensas.

Para isso, foram monitoradas duas bacias experimentais, com diferentes características de cobertura do solo (impermeabilização), para obtenção sistemática de dados reais de chuva e vazão. Os dados obtidos foram utilizados no modelo hidrológico chuva-vazão ABC4 que, entre outras, utiliza a metodologia do “Soil Conservation Service”, para a obtenção do hidrograma de cheias. Os hidrogramas de cheia obtidos a partir dos parâmetros medidos são comparados aos hidrogramas de cheias reais.

Também foi feita a determinação do coeficiente de rugosidade de Manning para sarjetas .

II -REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1 - Introdução

Nas últimas duas décadas, no Brasil, tem-se verificado a intensificação das pesquisas na área da hidrologia urbana , em especial, na drenagem urbana. De modo geral a hidrologia urbana é uma disciplina científica recente que *“estruturou-se gradativamente como disciplina científica nos países desenvolvidos da América do norte e Europa a partir do fim dos anos 60, em decorrência de uma necessidade crescente de conhecimento e controle das relações, freqüentemente conflitantes, entre a cidade e o ciclo hidrológico.”* (SILVEIRA, 1998).

O estudo da hidrologia urbana tem como objetivo o estudo dos efeitos do desenvolvimento urbano no ciclo hidrológico. O estudo destas relações, nos dias atuais onde verificamos na maioria das cidades um desenvolvimento desordenado, torna-se importante, pois possibilita a quantificação e /ou qualificação do efeito deste desenvolvimento nos cursos d'água urbanos e conseqüentemente no processo de formação das cheias.

A exemplo dos países em desenvolvimento, os estudos da hidrologia urbana devem não só abranger os estudos quantitativos e qualitativos da urbanização no escoamento da bacia como também propor novas soluções e medidas, compatíveis com a situação econômica vigente, de forma a minimizar os efeitos da urbanização na bacia hidrográfica. Diante deste novo paradigma, ganha força o conceito da bacia hidrográfica como unidade de estudo e planejamento, a exemplo do que vem sendo abordado nos comitês de bacias. Contudo o Brasil está muito longe de atingir o grau de desenvolvimento de uma cultura própria de drenagem.

SILVEIRA (1998) apresenta as etapas do desenvolvimento histórico da hidrologia nos países desenvolvidos, passando pelo conceito higienista, onde surge o conceito de evacuação rápida da enchente, passando pela etapa de racionalização e normatização onde verificamos um aprimoramento dos métodos de dimensionamento e normatização dos cálculos e finalizando com a etapa atual onde o conceito de evacuação rápida é revisto e estudos sobre a qualidade das águas são incorporados ao estudo de hidrologia urbana.

Nos dias atuais, no Brasil, ainda é possível observar a utilização do conceito de evacuação rápida por alguns projetistas, pois muitas vezes diante das condições urbanísticas vigentes, é a única forma apresentada para minimizar os problemas existentes, contudo de forma geral “ *é possível afirmar que o Brasil acompanhou as duas primeiras etapas do saneamento urbano....* ”(SILVEIRA, 1998), a etapa higienista e a etapa de racionalização e normatização.

Ainda que o Brasil tenha acompanhado as duas primeiras etapas do desenvolvimento da hidrologia urbana, conceito de higienização e etapa de “racionalização” e normatização, verifica-se que a drenagem urbana no Brasil foi implantada sem nenhuma norma técnica, sendo que até os dias atuais ainda não verificamos a convalidação e/ou adoção de uma norma técnica que regule os projetos de drenagem urbana, o que existe são tentativas de normatização com a publicação de manuais e trabalhos científicos. O desenvolvimento de modelos matemáticos tem se intensificado nas últimas décadas atingido um alto grau de desenvolvimento.

Modelos desenvolvidos nos grandes centros de pesquisa do país, além dos modelos consagrados mundialmente, estão disponíveis aos projetistas o que permite a realização de simulações nas bacias e obtenção de prognósticos quanto ao seu desenvolvimento urbano, contudo, ao mesmo tempo que o país segue uma tendência mundial de desenvolvimento de algoritmos matemáticos, pouco se tem feito na obtenção de dados reais para a calibração destes modelos, principalmente para as pequenas bacias urbanas, cuja principal característica é a redução do tempo de resposta da bacia diante da intensificação do processo de urbanização. A grande pergunta que fica no ar é se os modelos matemáticos disponíveis estão preparados para simular a realidade das grandes cidades, onde verificamos o parcelamento do solo por loteamentos e favelas, planícies de

inundação ocupadas por importantes artérias viárias quando não por residências, entre outras coisas.

2 – O impacto da urbanização na drenagem urbana

2.1 – A urbanização - definições

Vários são os critérios usados para definir o que é urbano. A ONU, do ponto de vista demográfico, considera *“urbano o agrupamento urbano de população igual ou superior a 20000 habitantes”* e do ponto de vista geográfico *“a área é urbana se houver ocupação contínua do espaço por um certo número de habitantes, serviços públicos, instituições, etc.. Essa ocupação contínua, a que se refere o critério geográfico é reconhecida como essencial à caracterização da área urbana (cidade) em quase todas as definições que se conhece”*(ONU, citado por CAMPANA, 1995).

Além dos critérios geográficos e demográfico, o conceito de urbano pode ser definido através de critérios: político-administrativo, econômico, entre outros. FERRARI (1991) dando um enfoque multi-disciplinar define: *“Cidade é o espaço contínuo ocupado por um aglomerado humano considerável, denso e permanente, cuja evolução e estrutura (física, social e econômica) são determinadas pelo meio físico, pelo desenvolvimento tecnológico e pelo modo de produção do período histórico considerado e cujos habitantes tem “status” urbano”*.

A UNESCO (1987) define: *“Uma grande concentração de pessoas em uma área relativamente pequena é reconhecido como um inevitável processo histórico de urbanização”*.

PUPPI (1981) comenta: *“Gregário por natureza, o ser humano participa sempre de uma sociedade da qual a família é a expressão mais elementar e primária. Da maior ou menor contigüidade e vivência de um conjunto de família e da maneira como os seus interesses comuns são atendidos resultam as unidades de vida coletiva.*

Conforme a amplitude, autonomia administrativa, importância social e econômica e circunstâncias especiais que possam singularizá-las, essas unidades ou comunidades são classificadas, por graduação decrescente, em cidades, vilas, vilarejos, aldeias, aldeolas e lugarejos. Qualificação urbana se reserva exclusivamente às cidades”.

2.2 – A urbanização e o homem

“... de início e por longo tempo, os seres humanos foram exclusivamente nômades, vagando pelos campos e florestas, abrigando-se em precários refúgios naturais ou por eles improvisados, vivendo da caça e da pesca.

Adaptando-se à agricultura e à pecuária, passaram à moradia estável, vivendo rústicamente por longos milênios, até que a seis mil anos, talvez, começaram a conhecer as vantagens da vida em sociedade, em agrupamentos crescentes, formando o que podemos considerar como sendo as primeiras cidades.” (PUPPI, 1981)

O crescimento populacional e a emigração das pessoas das áreas rurais para as áreas urbanas tem levado a profundas mudanças no uso do solo (UNESCO, 1987). Na verdade, a forma como uma determinada área se desenvolve urbanisticamente *“compreendem um registro da interação entre os processos naturais e os propósitos humanos através do tempo”* (SPIRN, 1995). Na realidade, o desenvolvimento urbano e sua forma de ocorrência é motivado pela necessidade do homem de suprir suas necessidades básicas, como por exemplo, segurança, habitação, alimento, abastecimento, etc., o que leva a uma demanda contínua e crescente por espaço. Contudo, as modificações provocadas por este processo de urbanização, acabam por provocar profundas modificações no ecossistema, desequilibrando-o na maioria das vezes, pois, o uso urbano do solo provoca grande impacto nos aspectos quantitativos e qualitativos da água no regime hidrológico. As enchentes e inundações são características deste desequilíbrio observado.

TUCCI (1995) afirma que as enchentes nas áreas urbanas são decorrentes de dois processos, cada qual com características próprias: a ocupação das áreas ribeirinhas e a urbanização. Enquanto o primeiro se caracteriza como *“processo natural, no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com eventos chuvosos extremos”* (TUCCI, 1995), leito

este ocupado de maneira inadequada pela população; o segundo tem efeito significativo na resposta hidrológica da área da bacia e consequentemente na hidrologia das regiões a jusante. Este efeito é traduzido por aumento do escoamento superficial devido ao aumento das áreas impermeáveis e redução no tempo de resposta da bacia, sem falar na redução da capacidade de recarga dos aquíferos produzindo variações intensas no nível dos cursos d'água.

No Brasil, a partir da década de 60, verifica-se o desenvolvimento da indústria nacional, que trouxe como consequência um desenvolvimento desordenado dos centros urbanos. Os problemas são tanto maiores quanto maior for o desenvolvimento e afetando de forma significativa, o bem estar da população.

“Todas as cidades, em razão do adensamento populacional, dos edifícios e da queima de combustíveis, alteram o caráter de seu clima original e poluem o ar. A escavação e o aterro de área necessária para garantir espaço plano abundante para a construção, encontrar fundações firmes para as edificações e explorar recursos minerais transformam os relevos originais. A profusão de ruas, calçadas e estacionamentos pavimentados, e os sistemas de águas pluviais que drenam as cidades interrompem o ciclo hidrológico e mudam as características dos cursos d'água e lagos.”(SPIRN, 1995)

A ocupação desordenada das cidades que, num primeiro momento, ocorreu devido à falta de diretrizes urbanísticas e posteriormente, devido à falta de controle na implantação dos loteamentos e da observância das diretrizes estabelecidas levou a população a se instalar em áreas de risco.

FIGUEIREDO (1994) define áreas de risco como: *“locais sujeitos à ocorrência de fenômenos de natureza geológico-geotécnica e hidráulica que impliquem a possibilidade de perdas de vida e/ou danos materiais. Estes locais são, predominantemente, ocupações de fundos de vale sujeitos a inundações e solapamentos, ou encostas de alta declividade passíveis de escorregamento e desmoronamentos”*.

Estudos realizados para o município de São Paulo concluíram que alguns fatores contribuem, ao longo do tempo, para o surgimento das áreas de risco. São eles: a má distribuição de renda, desenvolvimento acelerado da indústria, falta de um planejamento

urbano adequado, ocupação desordenada, “clandestinidade” das favelas e a ausência e/ou ineficiência da legislação.

2.3 – Quantificação dos impactos da urbanização

O impacto da urbanização na bacia hidrográfica, não é verificado apenas com o aumento do volume escoado superficialmente, mas também no aumento do volume de sedimento transportado, na deterioração da qualidade da água entre outras coisas.

Estudos tem mostrado que os efeitos da urbanização de uma bacia , quando comparamos com a situação de pré-desenvolvimento, são mais acentuados para as pequenas tormentas, sendo que quando os valores da precipitação e período de ocorrência crescem os efeitos da urbanização são minimizados. A explicação para tal fato é que, quando verificamos a ocorrência de uma tormenta severa e prolongada, uma bacia rural apresentará comportamento semelhante a de uma bacia urbanizada devido a reduções significativas na capacidade de infiltração devido a saturação do solo, na interceptação e na capacidade de armazenamento das depressões.

Estudos desenvolvidos por BRAZ et al (1975) para a cidade de Porto Rico concluíram que mesmo a bacia apresentando características pedológicas desfavoráveis a infiltração, como por exemplo grande incidência de camadas de argila siltosa, e que características construtivas das casas apresentem-se favoráveis ao armazenamento de parte da precipitação, telhados planos com para-peito, ainda assim os efeitos da urbanização serão significativos. Portanto, conclui-se que o tipo e grau de urbanização de uma bacia não pode ser totalmente expresso pela simples medida do percentual de área impermeabilizada ou ainda de características da bacia, mas também deve-se levar em conta as características da precipitação.

CAMPANA (1995) conclui que, duas são as alternativas viáveis para a caracterização das mudanças no comportamento do ciclo hidrológico, devido a urbanização: *(i) em termos de volume, isto é, na forma de um balanço hídrico através da quantificação dos diversos componentes do ciclo hidrológico (precipitação,*

evapotranspiração, percolação, escoamento direto, entre outros) e;(ii) analisando o hidrograma de escoamento superficial em termos da vazão pico e tempo de pico.

Autores como DAVIES e HOLLIS (1981), FERGUSON e SUCKLING (1990), VEN (1990), STEPHENSON (1994), MOTA (1982) JESUS e EIGER (1983), entre outros, desenvolveram seus trabalhos visando a caracterização das mudanças do comportamento do ciclo hidrológico, utilizando uma das alternativas acima citadas, contudo, em todos os trabalhos, foram fundamentados em dados reais o que demonstra a importância da obtenção destes dados.

2.4 – Sistemas de drenagem

MAKSIMOVIC & TODOROVIC (1998) afirmam que, os sistemas de drenagem são partes integrantes da infra-estrutura urbana. Nos países desenvolvidos grande quantidade de recursos tem sido gasto com infra-estrutura urbana; isto ocorre devido a necessidade de um gerenciamento da água urbana e da elevação da consciência pública da poluição causada pelo efluente urbano. As mudanças nas regras da drenagem urbana e o desenvolvimento de tecnologia de processamento de informações têm imposto a necessidade do desenvolvimento de produtos e ferramentas para a solução dos problemas apresentados. Simulações computacionais, projetos, otimização, controle em tempo real e gerenciamento são alguns dos recursos atualmente utilizados, contudo, a importância do sistema de drenagem, como parte da infra-estrutura urbana, varia de país para país e é diretamente proporcional ao grau de desenvolvimento dos mesmos, havendo é claro exceções.

A bacia hidrográfica deve ser utilizada como unidade de planejamento e gerenciamento, não só da água, mas também, das atividades econômicas, sociais e dos interesses ambientais, ou seja um gerenciamento integrado cuja meta é a utilização sustentável do recurso hídrico, e onde presume que nenhum conteúdo é acumulado ou nenhuma energia é perdida.

A qualidade fundamental do gerenciamento integrado é sua natureza holística, que reconhece a complexidade do sistema e inter-conectividade de seus elementos demonstrada pela troca de informações, energia e conteúdo, e o estilo de ações de planejamento.

No contexto dos recursos hídricos urbanos e industriais, as relações com a água mais pertinentes são: abastecimento, drenagem e proteção de inundações, sanitárias, recreação, valores culturais e estéticos e equilíbrio do ecossistema; o nível de prioridade do uso varia conforme o estágio de desenvolvimento da região. Os projetos de drenagem transferem, ao processo de planejamento dos recursos hídricos, conflitos e incertezas a nível de bacia. A análise deve levar em consideração, o modo pelo qual as estruturas urbanas existem, suas características e os elementos de drenagem, que afetam tanto o balanço hídrico e a qualidade da água.

2.5 – Controle do Impacto da urbanização - Medidas estruturais e não estruturais

O controle da urbanização pode ocorrer sobre a quantidade de água (enchente), quantidade de sedimento e qualidade da água. O controle pode atender a um ou mais desses problemas.

As enchentes urbanas são uma das consequências do processo de urbanização sem o devido controle de sua implantação. O processo de urbanização e/ou controle das enchentes devem ser regido por um Plano Diretor, que estabelece as diretrizes gerais, seguindo legislação específica, que controla a sua implantação. O plano de controle deve, abranger toda a bacia hidrográfica, ter caráter permanente e ser orientado por um manual de drenagem.

Nas últimas duas décadas tem-se enfatizado o critério que o processo de urbanização não deve potencializar a cheia natural. Como uma das principais características do processo de urbanização é o aumento do escoamento superficial, o controle do escoamento deve ser implantado para garantir este critério. O controle do escoamento pode ser:

- 1- distribuído - agindo sobre lotes, praças, etc., promovendo o aumento de áreas de infiltração e percolação e/ou pelo armazenamento temporário em reservatórios individuais nos lotes.
- 2- na microdrenagem - agindo no hidrograma final resultantes que deve ser igual ou menor ao hidrograma da área para a condição de pré-desenvolvimento urbano através da implantação de reservatórios de retenção.
- 3- na macrodrenagem - atuando nos cursos d'água, através de medidas estruturais ou não estruturais.

CANHOLI (1995) definiu que as medidas e/ou prevenção que visam minimizar os danos das inundações são classificadas, de acordo com sua natureza em: medidas estruturais, medidas não-estruturais. As medidas estruturais dizem respeito às obras que podem ser implantadas visando a correção e/ou prevenção dos problemas decorrentes de enchentes. Medidas não-estruturais são aquelas em que se procura reduzir os danos ou consequências das inundações não por intervenções constituídas por obras, mas fundamentalmente pela introdução de **normas, regulamentos e programas** que visam, por exemplo, o disciplinarmente do uso e ocupação do solo, a implementação de sistemas de alerta, a conscientização da população quanto à manutenção dos diversos componentes do sistema de drenagem e outros.

O controle do escoamento reduz a capacidade da água escoada transportar poluentes e sedimentos e reduz a necessidade de investimentos em sistemas de drenagem.

2.6 – Densidade Populacional como indicador indireto da urbanização.

A avaliação do impacto da evolução urbana das cidades brasileiras sobre os níveis de enchentes, requer o conhecimento da evolução das áreas impermeáveis das bacias através da previsão do futuro traçado urbano. Estas informações normalmente não existem, os dados disponíveis são vetores de desenvolvimento urbano, tipos de ocupação e a densidade populacional prevista.

A maior mudança, no processo de escoamento nas áreas urbanizadas, é a cobertura de partes da bacia com material impermeável, por isso muitos estudos hidrológicos utilizam o percentual de áreas impermeáveis para medir o grau de urbanização. A determinação dos percentuais de áreas impermeáveis, geralmente, utiliza levantamentos aero-fotogramétricos e mapas que tornam a tarefa laboriosa, de alto custo e bastante demorada.

Visando apresentar uma solução alternativa para o problema, STANKOWSKI (1972) realizou estudos para investigar o potencial da densidade populacional como indicador indireto da urbanização, para tanto, utilizou uma coleção de dados do estado de New Jersey e encontrou uma estreita relação entre a densidade populacional e os percentuais de área impermeável para cada uma das seis categorias de uso do solo a saber: residencial singular, residencial multi-familiar, comercial, industrial, pública e conservação e recreação.

A hipótese assumida neste estudo é que existe uma relação similar, no passado e no presente, para o percentual de área impermeável e sua densidade populacional, mantendo-se o mesmo tipo de uso de solo, e que esta relação será preservada no futuro. O estudo concluiu que, existe uma correlação entre a densidade populacional e os diferentes tipos de uso do solo e, portanto, uma correlação entre a densidade populacional e o percentual de áreas impermeáveis. A densidade populacional passa a ser uma ferramenta viável na determinação indireta das modificações da superfície resultantes do processo de desenvolvimento urbano. Este método permite uma avaliação das mudanças progressivas no sistema hidrológico.

De modo geral, os efeitos de diferentes graus de urbanização nos parâmetros hidrológicos são geralmente avaliados em função do uso do solo. A tradução de um termo descritivo do uso do solo para um índice numérico singular, como a densidade populacional, é extremamente útil.

3 – Parâmetros para o dimensionamento das vazões

Os sistemas urbanos atuais, submetidos a condições estocásticas de precipitação, apresentam alto grau de complexidade e excedem a capacidade analítica disponível. Cada vez mais há a necessidade de desenvolvimento de modelos de simulação para vários níveis de problemas observados em drenagem. Enquanto a maioria dos modelos giram em torno do mesmo processo básico, o ciclo hidrológico, eles diferem nos propósitos de seu desenvolvimento e conseqüentemente, da forma como aborda as diferentes partes do ciclo hidrológico. De modo geral, o escoamento superficial é o principal componente urbano hidrológico, enquanto a avaliação da performance do sistema de drenagem artificial é o ponto central do componente hidráulico da modelagem.

Baseadas na escala e no nível de investigação, na modelagem dos processos hidrológicos urbanos, podem ser realizadas macro análises ou micro análise.

Na macro análise somente características relevantes do sistema são utilizadas como padrão de causa-efeito. A transformação do padrão de precipitação, em uma distribuição de escoamento temporal, é feita a partir de dados atuais e descrita por um número limitado de parâmetros, sendo que alguns desses parâmetros, embora representem o sistema, não tem uma interpretação física direta. Os modelos podem ser determinísticos ou estotásticos quando incluem um componente aleatório.

A micro análise consiste na modelagem de todos os processos físicos, envolvidos no sistema, com alto grau de detalhamento e conseqüentemente, um alto grau de dificuldade para a sua avaliação. Esta modelagem também é conhecida como modelo de parâmetro distribuído e é indicado para a modelagem de pequenas porções do processo hidrológico.

As características e componentes, no processo hidrológico, mais comumente encontrados nos modelos de drenagem são: precipitação, perdas iniciais (armazenamento, evaporação, infiltração), escoamento superficial e erosão e sedimentação (KIBLER, 1982).

3.1 – Precipitação

A precipitação é entendida, em hidrologia, como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. Neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve são formas diferentes de precipitação.

As características principais da precipitação são o seu total, duração, frequência e distribuição temporal e espacial.

O mecanismo formador das precipitações é a condensação do vapor d'água contido na atmosfera. Para as gotas d'água precipitarem é necessário que tenham um volume tal que seu peso seja superior às forças que as mantêm em suspensão, adquirindo, então, uma velocidade de queda superior às componentes verticais ascendentes dos movimentos atmosféricos.

O processo de condensação ocorre devido aos núcleos de condensação que são partículas minúsculas de várias origens e que são essenciais ao processo. Estes núcleos podem ser de origem argilosa, orgânica, química e sais marinhos, sendo este último o mais ativo.

3.1.1 – Medidas de precipitação – Pluviometria

Por requerer pouca instrumentação, a precipitação foi provavelmente o primeiro parâmetro hidrológico medido pelo homem. A existência de dados de precipitação, tem sido de bastante utilidade, na estimativa do escoamento superficial, quando não existem dados de vazão. As primeiras pesquisas na área de hidrologia buscavam uma relação entre a precipitação e o escoamento superficial.

Os equipamentos utilizados para medir as chuvas são os pluviômetros, cujos registros são anotados em intervalos regulares (normalmente de 24 horas), ou pluviografos, que registram, continuamente, o volume precipitado fornecendo, com isso, a relação entre a altura precipitada e o intervalo de tempo. Os dois equipamentos têm como princípio de funcionamento a medição do volume de água escoado por unidade de área, este volume de

água é representado por uma medida de comprimento (altura) que representa a altura de água resultante do volume precipitada uniformemente em uma área de 1m^2 .

PEREIRA (1977) estabelece que a escolha do local, para instalação dos pluviografos e/ou pluviômetros, deve garantir que os obstáculos estejam afastados dos equipamentos no mínimo o dobro de sua altura, não sendo permitido nenhuma interferência à chuva em um raio de 5m do aparelho. A coleta de dados é feita, para os pluviômetros, diariamente às 7 horas da manhã, através da medição do volume de água contido no reservatório do equipamento e com o auxílio de uma proveta. Para os pluviografos a substituição dos gráficos é feita por indicação do fabricante e depende da autonomia do equipamento

A obtenção das características das precipitações tem passado por um processo de modernização com a introdução do uso de radares meteorológicos e técnicas de sensoriamento remoto através de redes de telemetria.

3.1.2 - Características principais das precipitações

As relações de intensidade-duração-frequência das precipitações, as curvas IDF, fornecem normalmente os elementos básicos para o cálculo de chuvas de projeto da drenagem urbana das cidades.

Estudos elaborados por SILVEIRA (1997), concluíram que existe um efeito da urbanização sobre a chuva refletindo em um aumento do volume precipitado e na intensidade máxima. Tal efeito ocorre devido *“a um reforço do processo convectivo e pela aparição de um maior número de células pluviosas, fatos que favoreciam a fusão destas células, intensificando as precipitações* (HUFF, citado por SILVEIRA, 1997). O estudo também concluiu que, não existe uma lei universal para as relações IDF, portanto, para a sua determinação há necessidade de estudos específicos utilizando-se dados de série de chuvas intensas suficientemente longas e representativas do local de interesse. Estes estudos devem ser revistos periodicamente à medida que forem acumulando novos dados de chuva.

WILKEN (1978) define chuva intensa “ *como aquela que, para dada duração, produz precipitação superior aos limites estabelecidos*”

Uma das formas mais usuais de se encontrar as relações intensidade-duração-frequência, IDF, são as equações de chuvas que são expressões obtidas de ajustes de distribuição de frequência do tipo:

$$i = (kTr^m)/(t + t_0)^n \quad (2.1)$$

Na qual:

m, n, t_0, K são parâmetros relativos ao ajuste da equação;

Tr em anos;

t e t_0 em minutos.

3.1.4 – Distribuição temporal das precipitações

O conhecimento das características da intensidade da precipitação é importante nos experimentos meteorológicos, nas pesquisas sobre as nuvens e em certos problemas de comunicação envolvendo efeitos de atenuação de precipitações

Na hidrologia, vários estudos têm demonstrado que existe uma variação na distribuição temporal das chuvas, esta variação influenciará diretamente o volume infiltrado e conseqüentemente o hidrograma de escoamento superficial.

HUFF (1970) estudou a variabilidade temporal para cinquenta chuvas de estações quentes, discretizadas em intervalos de 1 minuto, em bacias com área variando de 64 a 256 quilômetros quadrados em Illinois. As variabilidades, absoluta e relativa, foram analisadas para precipitações pontuais e médias e várias medidas de variação, incluindo a variação seqüencial, D , foram empregadas para a caracterização da distribuição temporal. Considerável interesse tem sido gerado pela distribuição temporal das precipitações nos problemas de hidrologia urbana.

A variabilidade sequencial, D , foi obtida pela divisão da soma das diferenças consecutivas de 1 minuto na taxa de precipitação por $(N - 1)$, onde N é o número de minutos de precipitação na tormenta computados a partir do primeiro minuto da precipitação. A variabilidade relativa temporal, Vrd , é obtida dividindo-se o desvio padrão das diferenças de 1 minuto, Sd , pela média das precipitações de 1 minuto para a tormenta, R , e multiplicando-se por 100.

Este estudo concluiu que os parâmetros da variabilidade temporal se ajustavam a uma distribuição log-normal; que a variabilidade temporal é inversamente proporcional a área; que a variabilidade relativa para a intensidade média de precipitação é diretamente proporcional a intensidade da precipitação e finalmente que a variabilidade absoluta é diretamente proporcional a precipitação média. Nenhuma evidência foi encontrada que as propriedades da variabilidade temporal variem com o tipo de chuva.

Vários são os métodos utilizados para a definição da distribuição temporal ou hietograma da precipitação total correspondente a um determinado período de retorno e duração.

a – Método de Huff

HUFF (1967) desenvolveu este método a partir da observação de 11 anos (1955-1966) de dados de precipitação de 49 aparelhos instalados em uma área de 1024 quilômetros quadrados na região central de Illinois. Para esta série de dados foram consideradas todas as tormentas separadas da precipitação que a antecede por um período de seis horas ou mais e altura superior a 12,7 milímetros e/ou um ou mais aparelhos registrando acima de 25,4 milímetros. A distribuição temporal foi obtida através de um programa de computador para precipitações médias com incremento de 30 minutos para as áreas de 128, 256, 512 e 1024 quilômetros quadrados e para precipitações pontuais de 5 aparelhos.

Como era conhecido a maior parte do total precipitado ocorre em uma pequena parte do tempo total da precipitação, as tormentas foram classificadas em quatro grupos

dependendo do total precipitado em cada 25% de sua duração total. A chuva pertencia ao grupo em que havia ocorrido maior total de precipitação. A análise estatística feita a partir desta classificação indicou que a duração da tormenta e a precipitação média explicavam apenas uma pequena porção da variância. Observou-se uma tendência das tormentas mais intensas dominarem o grupo 4 (maior total precipitado ocorrido nos últimos 25% de sua duração total), enquanto tormentas de pequenas duração dominaram o 1 e 2 grupo (25% e 50% da duração total respectivamente).

A distribuição temporal foi expressa em termos de probabilidade devido a grande variabilidade das características da distribuição de tormenta para tormenta. Inúmeros fatores contribuem para que ocorra esta variabilidade entre eles: o estágio de desenvolvimento da tormenta; tamanho e complexidade da sistema da tormenta; tipo de precipitação; localização da área de amostragem em relação ao centro da tormenta e movimentação do sistema da tormenta em relação a região amostrada.

MOLIN et al. (1996) utilizando o procedimento usado por HUFF (1967) determinou a distribuição temporal de chuvas intensas em Pelotas, RS. O procedimento utilizado foi:

1 – *“Classificação da chuva em grupos – As chuvas são classificadas em quatro grupos de acordo com a distribuição do total precipitado em cada 25% de sua duração total. A chuva pertencerá ao grupo em que tiver havido maior precipitação (maior percentagem da precipitação total) numa das quatro subdivisões definidas para a duração.”*

2 – *“Determinação da frequência das chuvas dentro de cada grupo – De cada chuva de um determinado grupo, determina-se a percentagem acumulada do total precipitado para cada 10% de sua duração total, isto é, para 10%, 20%, 30% até 90%. Portanto, a cada uma dessas percentagens de duração de chuva total corresponderá uma série de percentuais de precipitação cujo número de elementos é igual a quantidade de chuvas classificadas no grupo.*

De cada uma das nove séries formadas, determina-se a probabilidade empírica acumulada.(...) usou-se a formula deWeibull”

$$P(X \geq x) = m/(N+1) \quad (2.2)$$

MOLIN et al. (1996) selecionou as precipitações a partir do critério adotado por PFAFSTETTER (1957) o qual estabelece que todas as chuvas com duração igual ou superior a 30 minutos e que apresentarem total precipitado igual ou superior a precipitação mínima serão selecionadas.

$$P_{\min} = 8,9914 t^{0,2466} \quad (2.3)$$

Na qual:

P_{\min} em milímetros;

t em minutos.

A partir da metodologia descrita constroem-se as curvas de Huff que são isopletas de probabilidade da precipitação acumulada (%) para diferentes intervalos de tempo (%).

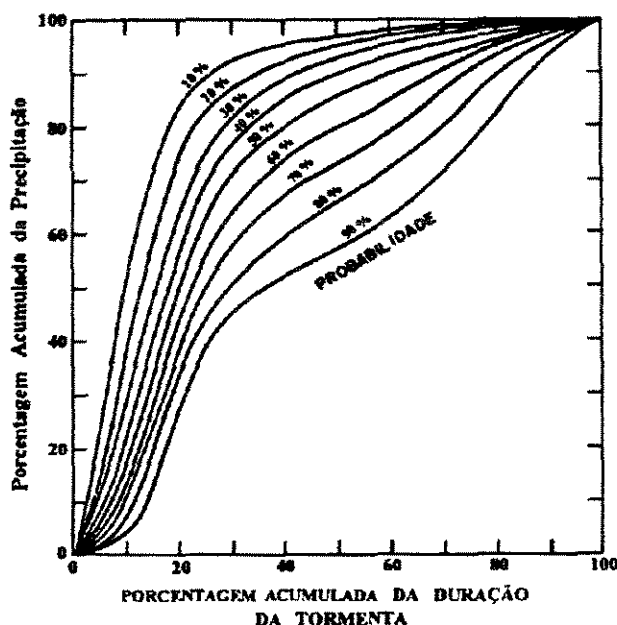


Figura 2.1 – Distribuições temporais de Huff para chuva do grupo I (TUCCI, 1995)

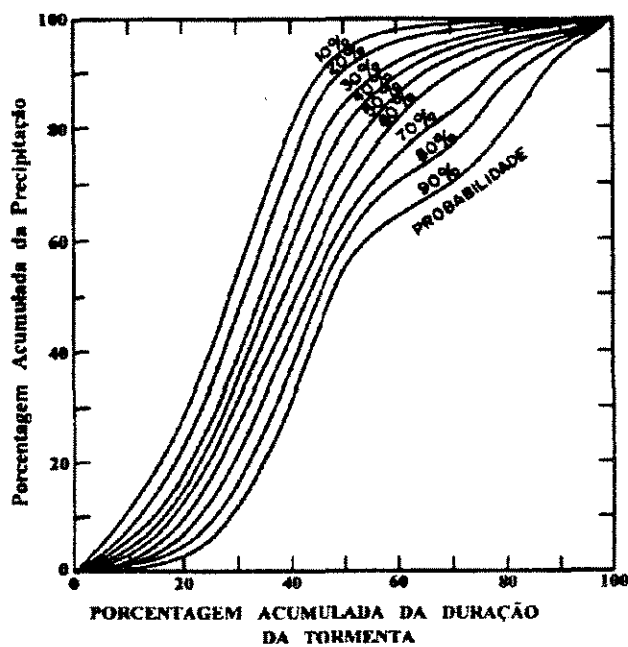


Figura 2.2 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo II (TUCCI,1995)

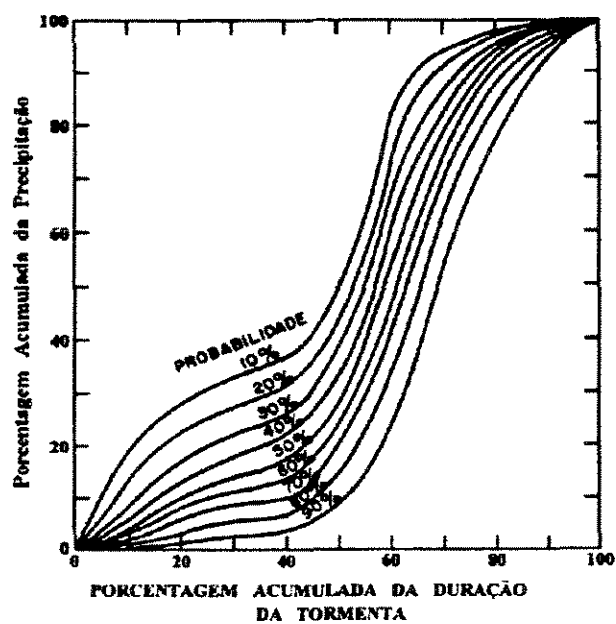


Figura 2.3 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo III (TUCCI,1995)

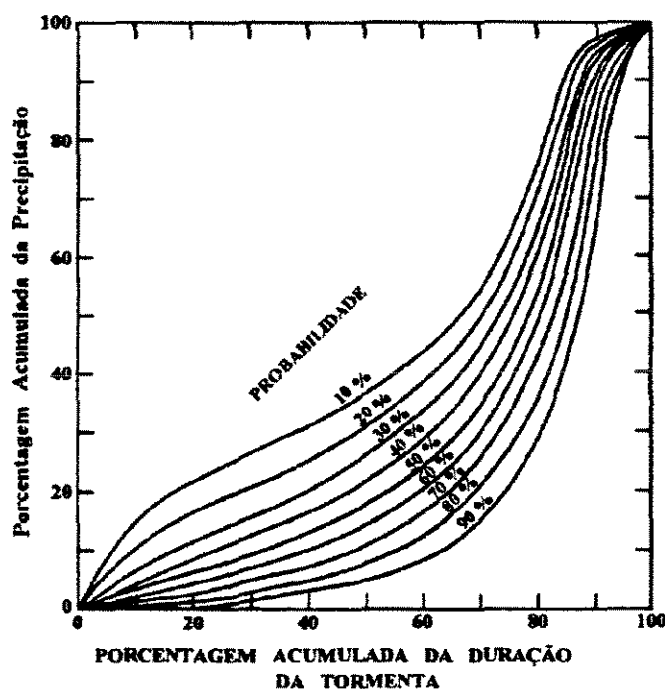


Figura 2.4 – Distribuições temporais de Huff para chuvas do grupo IV (TUCCI,1995)

b – Método do hietograma triangular

É a forma mais simples de caracterização do hietograma a partir da altura total de precipitação e de sua duração, desenvolvido por YEN e CHOW (1980) para bacias com área variando de 25 a 50 km².

A largura da base é a duração da chuva, t , e a altura do triângulo, h , é a altura total precipitada.

O total da precipitação é a área do hietograma triangular e será:

$$P = (t h)/2 \quad (2.4)$$

Na qual:

P em milímetros;

t em horas;

h em milímetros por hora

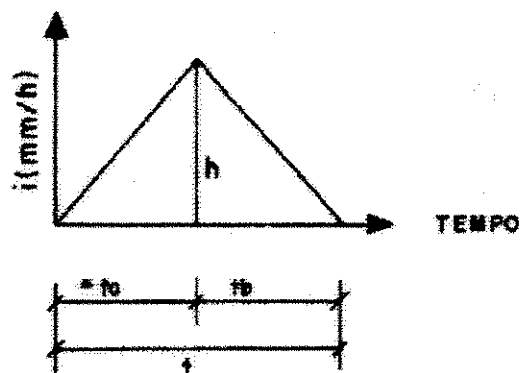


Figura 2.5 – Hietograma triangular (TUCCI,1995)

No qual:

t_a e t_b em minutos

Através de dados de eventos observados é possível determinar o coeficiente de avanço da tormenta, r , que define a porcentagem de tempo que ocorre antes do pico, t_b , do hietograma com relação a duração da chuva

$$r = t_b/t \quad (2.5)$$

Por definição:

$$t_a = (1 - r)t \quad (2.6)$$

Para $r = 0,5$ o pico da precipitação ocorre no ponto médio da tormenta. Para valores maiores do que 0,50 o pico será retardado.

O quadro 2.1 apresenta alguns valores do coeficiente de avanço da tormenta para algumas localidades.

Quadro 2.1 – Valores do Coeficiente de avanço de tormentas (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988, citado por TUCCI, 1995)

LOCALIDADE	COEFICIENTE DE AVANÇO (r)
Baltimore	0,399
Chicago	0,375/0,294
Cincinnati	0,325
Cleveland	0,375
Gauhati, India	0,416
Ontário	0,480
Philafélfia	0,414
Urbana, Illinois	0,32/0,43
Boston	0,35/0,42
Elizabeth City, NC	0,36/0,45

c – Método dos blocos alternados

A distribuição temporal das tormentas pelo método dos blocos alternados é uma distribuição que caracteriza uma condição crítica não apresentando relação com o fenômeno físico. Tem como ponto de partida as relações intensidade-duração-frequência, propondo a distribuição dos totais de chuva de uma tormenta de duração t em intervalos de tempo sucessivos (Δt).

O método segue os seguintes passos:

- *Seleciona-se a duração total da tormenta (t) e o intervalo de discretização (Δt);*
- *Através da relação intensidade-duração-frequência, obtém-se a intensidade de chuva para cada duração;*

- *As intensidades são transformadas em alturas de chuva e acumuladas até o último intervalo de tempo;*
- *Calcula-se os incrementos dos totais acumulados por intervalo;*
- *Os incrementos ou blocos obtidos são rearranjados numa seqüência tal que, no centro da duração da tormenta, situe-se o bloco maior, em seguida os demais blocos são dispostos em ordem decrescente, um a direita e outro a esquerda do bloco maior.,(MARCELLINI, 1994)*

O método apresenta um padrão arbitrário de distribuição temporal sendo bastante criticado.

d – Método do SCS

O método foi desenvolvido pela U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service e consistiu no desenvolvimento de hietogramas de tormentas sintéticas de 6 a 24 horas de duração para serem usadas nos Estados Unidos.

Para as tormentas de 24 horas foram desenvolvidas quatro distribuições denominadas I, IA, II e III. As distribuições tipo I e IA referem-se as regiões do Oceano Pacífico com inverno úmido e verão quente; a do tipo III refere-se as regiões do México e Costa Atlântica e a do tipo II para o restante dos Estados Unidos.

As distribuições temporais foram obtidas pela discretização das chuvas de 6 e 24 horas em intervalos de 30 minutos e rearranjo dos incrementos das mesmas pelo método dos blocos alternados .

Pesquisa realizada por PORTO e MARCELLINI (1993) comprovou através de seus resultados, que uma distribuição média calculada a partir de 114 relações intensidade-duração-freqüência para diversas regiões do Brasil, em relação a distribuição do SCS tipo II apresenta grande semelhanças pois seus desvios são relativamente aceitáveis

Quadro 2.2 – Hietogramas acumulados para tormentas de 24 horas de duração – SCS (MARCELLINI, 1994)

Duração) t(horas)	T/24	Chuva no Tempo t / Chuva de 24 horas (P_t/P_{24})			
		Curva tipo I	Curva tipo IA	Curva tipo II	Curva tipo III
0	0	0	0	0	0
2,0	0,083	0,035	0,050	0,022	0,020
4,0	0,167	0,076	0,116	0,048	0,043
6,0	0,25	0,125	0,206	0,080	0,072
7,0	0,292	0,156	0,268	0,098	0,089
8,0	0,333	0,194	0,425	0,12	0,115
8,5	0,354	0,219	0,48	0,133	0,130
9,0	0,375	0,254	0,52	0,147	0,148
9,5	0,396	0,303	0,55	0,163	0,167
9,75	0,406	0,362	0,564	0,172	0,178
10,0	0,417	0,515	0,577	0,181	0,189
10,5	0,438	0,583	0,601	0,204	0,216
11,0	0,459	0,624	0,624	0,235	0,250
11,5	0,479	0,654	0,645	0,283	0,298
11,75	0,489	0,669	0,655	0,357	0,339
12,0	0,50	0,682	0,664	0,663	0,500
12,5	0,521	0,706	0,683	0,735	0,702
13,0	0,542	0,727	0,701	0,772	0,751
13,5	0,563	0,748	0,719	0,799	0,785
14,0	0,583	0,767	0,736	0,820	0,811
16,0	0,667	0,83	0,800	0,880	0,886
20,0	0,833	0,926	0,906	0,952	0,957
24,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Quadro 2.3 – Hietograma acumulado para tormentas de 6 horas de duração – SCS
(MARCELLINI, 1994)

Duração t(horas)	T/6	Chuva no tempo t/Chuva de 6 horas(P_t/P_6)
0,00	0	0
0,60	0,10	0,04
1,20	0,20	0,10
1,50	0,25	0,14
1,80	0,30	0,19
2,10	0,35	0,31
2,28	0,38	0,44
2,40	0,40	0,53
2,52	0,42	0,60
2,64	0,44	0,63
2,76	0,46	0,66
3,00	0,50	0,70
3,30	0,55	0,75
3,60	0,60	0,79
3,90	0,65	0,83
4,20	0,70	0,86
4,50	0,75	0,89
4,80	0,80	0,91
5,40	0,90	0,96
6,00	1,00	1,00

e – Método de Chicago

O método apresentado por KEIFER e CHU (1957) baseia-se na utilização das curvas IDF do local de interesse e foi desenvolvido para pequenas áreas urbanas. *O hietograma padrão representa uma chuva intensa e de curta duração, como parte de uma chuva de longa duração* (TUCCI, 1993). No método desenvolvido os fatores mais importantes que caracterizam a distribuição temporal das precipitações e que determinados a partir de uma série histórica e combinados entre si permitem estimar o hietograma de projeto. São eles: volume precipitado que cai durante o período de chuva intensa; a precipitação antecedente e a localização do pico da intensidade máxima.

O volume precipitado no período de duração máxima está associado ao tempo de retorno que permite o cálculo da intensidade média máxima, i_{max} , correspondente a duração a duração desejada. Para tanto é adotada a duração igual ao tempo de concentração da bacia, t_c , o que provoca a máxima vazão de pico.

A metodologia baseia-se no princípio que a chuva de projeto, para a duração máxima, deve apresentar a mesma intensidade média, i , da curva intensidade-duração-frequência.

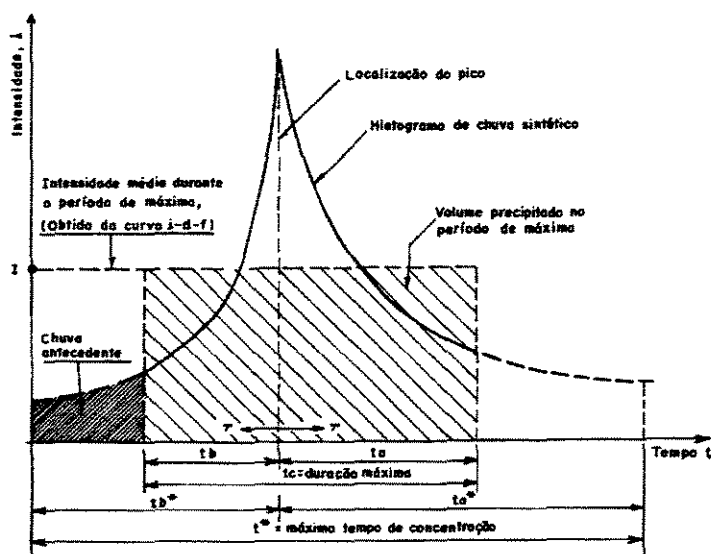


Figura 2.6 – Características do Hietograma definido pelo método de Chicago (TUCCI, 1993)

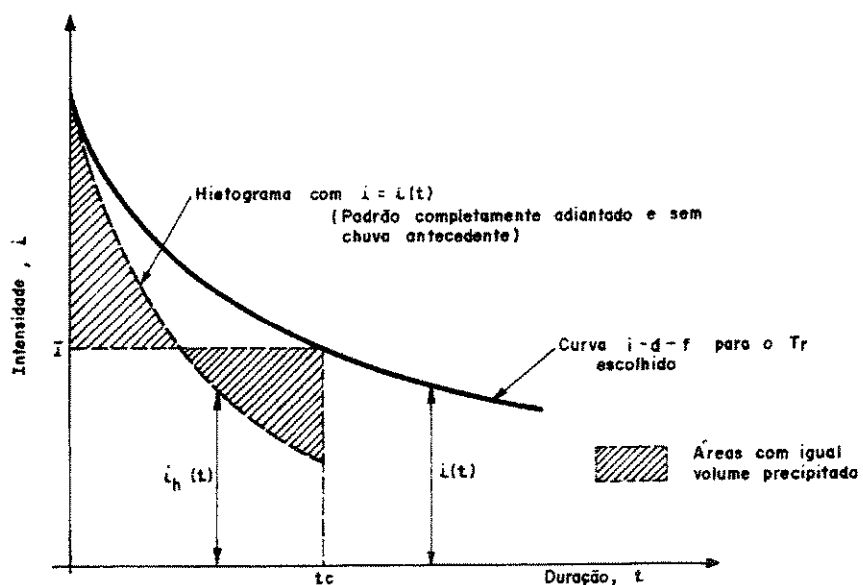


Figura 2.7 – Relação entre a curva IDF e o hietograma sintético (TUCCI, 1993)

A área sob o hietograma será:

$$P_1 = \frac{1}{60} \int_0^t i h(t) dt \quad (2.7)$$

Na qual:

P_1 em milímetros

i em milímetros por hora

h em

A relação entre a intensidade e duração da chuva pode ser expressa por

$$i = a/(b + t)^n \quad (2.8)$$

Onde a , b e n são constantes para o local da medição.

O volume precipitado durante o tempo t é:

$$P_1 = i \, t / 60 \quad (2.9)$$

Na qual:

t em minutos

Das equações (2.8) e (2.9) resulta:

$$P_1 = [a / (t + b)^n] (t / 60) \quad (2.10)$$

Na qual:

t em minutos

Derivando as equações (2.9) e (2.10) com relação a duração da chuva, t , igualando-as e adotando $t = t_c$ resulta:

$$i = a \{ [(1 - n)t_c + b] / (t_c + b)^{(1+n)} \} \quad (2.11)$$

Na qual:

t_c em minutos

Esta expressão calcula a intensidade da precipitação, i , em função da duração da chuva, t , e estabelece a mesma intensidade média da curva IDF da qual provem os termos **a**, **b** e **n**.

O método de Chicago considera que o hietograma apresenta dois setores: intensidade crescente e decrescente. A posição do pico será definida por um fator γ , definido como:

$$\gamma = t_b / t_c \quad (2.12)$$

$$1 - \gamma = t_a / t_c \quad (2.13)$$

Na qual:

t_a , t_b e t_c em minutos

O fator γ é uma medida do adiantamento da padrão de chuva. Se $\gamma = 0$ o pico do hietograma ocorrerá no início da chuva, se $\gamma = 1$ o pico do hietograma será completamente atrasado ocorrendo portanto, no final da chuva. Para padrões de chuva intermediários γ varia de 0 a 1.

Substituindo a equação (2.12) na equação (2.11) teremos:

$$i = \{a[(1 - n)(t_b / \gamma) + b] / [t_b / (\gamma + b)]^{(1+n)}\} \quad (2.14)$$

Para $0 \leq \gamma \leq t_b$

Na qual:

i em milímetros por hora

t_b em minutos

Substituindo a equação (2.13) na equação (2.11) teremos:

$$i = a \{ [(1 - n)t_a / (1 - \gamma)] + b \} / \{ [t_a / (1 - \gamma)] + B \}^{(1+n)} \quad (2.15)$$

Para $0 \leq \gamma \leq t_a$

Na qual:

i em milímetro por hora

t_a em minutos

O parâmetro γ pode ser determinado com base na precipitação antecedente ou pela localização do período de chuva mais intenso.

Para uma chuva intensa de duração t , a parcela de precipitação de duração t que ocorre antes do pico é estimada por:

$$P_b(t) = \gamma P = (\gamma a t) / [60 (t + b)^n] \quad (2.16)$$

Na qual:

$P_b(t)$ em milímetros

t em minutos

Considerando que o método foi desenvolvido para tratar o conjunto de sub bacias urbanas, os autores consideraram o tempo t^* como o maior tempo de concentração envolvido no cálculo e admitiram que a precipitação antecedente correspondente a t^* pode ser considerada nula. Para valores de $t \leq t^*$, os valores de $P_b(t^*)$ e $P_b(t)$ podem ser obtidos pela equação (2.16).

A precipitação antecedente correspondente a duração t será:

$$A(t) = P_b(t^*) - P_b(t) \quad (2.17)$$

Na qual

$A(t)$ em milímetro

$P_b(t)$ em milímetros

Substituindo a equação (2.17) na equação (2.16) e isolando γ teremos:

$$\gamma = 60 A(t) / \{ a [t^* / (t^* + b)^n - t / (t + b)^n] \} \quad (2.18)$$

Na qual:

$A(t)$ em milímetro

t^* em minutos

Utilizando-se dados de precipitação intensa pode-se calcular os valores de $A(t)$ e γ . A média dos valores de γ é a estimativa a ser utilizada nas equações (2.12) e (2.13).

A determinação de γ com base na localização do pico consiste em, com base nos registros de chuvas intensas do posto em estudo e para cada duração desejada, verificar o tempo de ocorrência do pico em relação a duração total, portanto:

$$\gamma = t_b / t \quad (2.19)$$

Na qual:

t_b e t em minutos

3.1.5 – Distribuição espacial das precipitações

O conhecimento da distribuição espacial das precipitações, assim como a distribuição temporal, é de relevante importância para os projetos de drenagem. A distribuição espacial das precipitações apresentam como principal característica a aleatoriedade.

Os valores de precipitação registrados em um posto pluviométrico são valores pontuais relativos a área ao redor do posto que pode variar de 1km^2 a 25km^2 , dependendo das condições topográficas e climáticas da região.

Huff (1970) analisou a distribuição espacial das precipitações utilizando dados de uma densa rede de aparelhos (50) distribuídos ao longo de $1,82$ quilômetros quadrados no centro oeste de Illinois. As chuvas foram discretizadas em períodos de 1 minuto e a amostra usada no estudo consistiu de 29 tormentas de verão totalizando 3142 minutos de precipitações. Foi feito um estudo comparativo entre as precipitações registradas no equipamento mais central e os demais 49 equipamentos visando determinar a variação da taxa de precipitação em função da distância, erros amostrais nas medidas das precipitações médias e padrões de correlação espacial..

Através da análise dos dados a primeira conclusão foi que as diferenças percentuais das precipitações cresciam com as distâncias e decresciam com o aumento da intensidade da precipitação. Com relação ao erro amostral a conclusão foi que é necessária uma densa rede de equipamentos para a obtenção das taxas médias regional com alto grau de precisão. Para a rede utilizada a taxa média regional apresenta uma variabilidade considerável entre tormentas com características semelhantes. De modo geral, melhores índices de correlação espacial foram encontrados na direção norte/sul do que na direção leste/oeste; para as tempestades do que para precipitações; para as precipitações frontais do que para as provocadas por massas de ar e finalmente para as tormentas mais intensas do que para as menos intensas. O uso de rede de pluviografos associados a dados de radar meteorológico é aconselhado.

WILSON et al. (1979) discutiu a importância e os efeitos da distribuição espacial das precipitações como dado de entrada nos modelos de escoamento superficial para pequenas bacias. Para tanto utilizou dois tipos de modelo: um determinístico e um modelo multi-dimensional não-estacionário com variação temporal de geração de precipitação. Num primeiro momento, as tormentas são impostas sobre a bacia e sua variabilidade espacial preservada e incluída como dado de entrada; em um segundo momento, as mesmas tormentas são impostas sobre a bacia e sua variabilidade espacial não é preservada, então a precipitação simulada é usada como dado de entrada do modelo. As hidrógrafas resultantes

são comparadas e analisadas para definição da importância da variabilidade espacial da precipitação em relação ao hidrograma de escoamento característico.

O estudo foi realizado para a bacia do rio Fazardo em Porto Rico e cujas nascentes estão localizadas em uma região de floresta tropical com altas taxas de precipitação. Nas regiões a jusante das nascentes verifica-se grandes áreas ocupadas por fazendas, regiões com rápido processo de urbanização e áreas já urbanizadas. As condições da superfície e a topografia apresentam alto potencial de escoamento superficial e com precipitações anuais variando de 1500mm a 5000mm.

As análises foram feitas baseadas nos hidrogramas de saída da bacia. O pico de descarga, o tempo em que ocorreu o pico e o volume total escoado foram obtidos com dados de precipitação de uma rede pluviográfica de 20 equipamentos e também para um único equipamento. As diferenças médias absolutas das alturas médias das tormentas para um equipamento e para 20 equipamentos variaram de 8 a 22%. Considerando o volume do hidrograma de escoamento, concluiu-se que o volume será superestimado se a altura de chuva for superestimada e subestimado se a altura for subestimada, contudo percentuais de erro na altura de chuva são amplificados com o volume, assim um erro de 12% na altura média de chuva no caso de um único equipamento, produziu um erro de 24% no volume total de escoamento sendo que este erro é menor quando utilizou-se os dados dos 20 equipamentos.

No estudo concluiu-se que, em não ocorrendo grandes erros na precipitação ainda assim observa-se grande discrepância no volume de escoamento quando a distribuição espacial assumida não é mantida.

Na análise do pico e do tempo de ocorrência do pico no hidrograma também se observou que superestimar ou subestimar a altura total de precipitação conduz a superestimarão ou subestimação do pico do hidrograma o mesmo ocorrendo em relação ao tempo de ocorrência do pico. O estudo concluiu portanto que, nos casos em que a altura total da precipitação e sua distribuição temporal são apropriadamente estimadas pela existência de uma rede pluviométrica podem ocorrer sérios erros no volume total e no pico do hidrograma de escoamento estimado se o padrão espacial não for apropriadamente

preservado, sendo que o erro será ainda maior para os casos em que a precipitação não é frontal, isto é, ocorrência de tormenta intensa, de curta duração e localizada no espaço.

Outros estudos tem demonstrado que as precipitações média máximas são menores que índices pontuais. Expressões matemáticas empíricas relacionam as precipitações pontuais com precipitações médias sobre a área.

$$P_m = P_0 e^{-km} \quad (2.20)$$

Na qual:

k e **m** são parâmetros a serem ajustados.

P_m e P_0 em milímetros

Caso a bacia hidrográfica objeto de estudo apresenta uma rede de pluviógrafos e pluviômetros, a variabilidade espacial das tormentas poderá ser estudada pelo traçado de sucessivos mapas de isoietas.

Um roteiro para a determinação de curvas que relacionem altura de chuva, área e duração é :

- Selecione algumas chuvas intensas;
- Prepare mapas de isoietas para precipitações com durações de 6h, 8h, 12h , 18h, ...;
- com base nestes mapas determine as precipitações médias para áreas de 25, 50, 100km², ... até o limite da área da bacia;
- plote a relação altura-duração de cada tormenta, para cada área e estabeleça a envoltória com precipitações máximas;
- para cada duração plote os valores de área e precipitação, obtendo a envoltória...
- com base nos pontos das envoltórias dos itens anteriores são construídas as curvas de precipitação-duração-área.

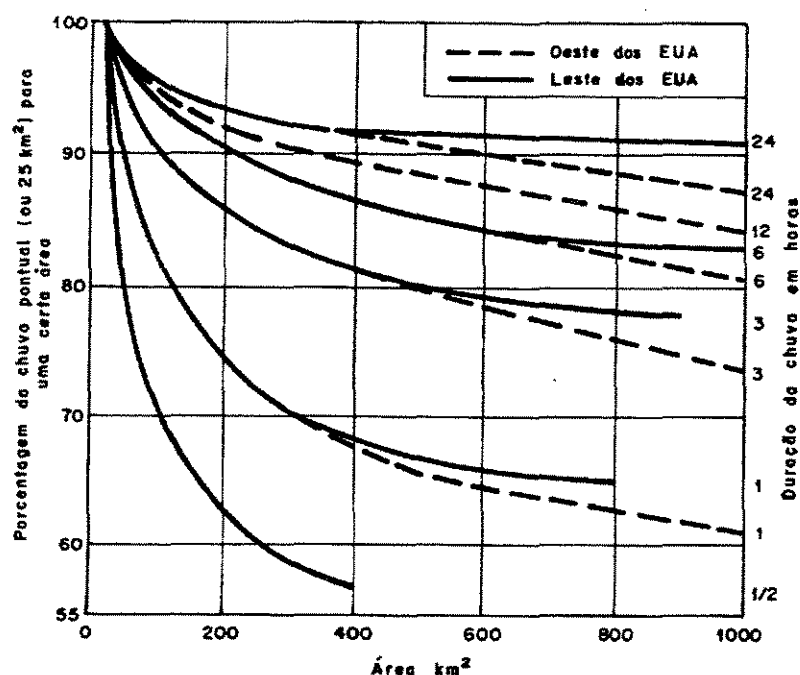


Figura 2.8 – Fator de redução das precipitações máximas pontuais, conforme estudo do U.S. Weather Bureau (TUCCI, 1993).

a – Média aritmética

Usualmente alturas médias de precipitação para partes representativas da bacia são usadas para definir uma distribuição espacial das precipitações. Para determinar esta altura média de precipitação para a bacia é calculada uma média aritmética simples dos valores dos vários postos pluviográficos.

Este procedimento é satisfatório se os postos pluviográficos forem uniformemente distribuídos e a bacia apresentar topografia plana o que produzirá pequenas variações nas precipitações, contudo estas condições são dificilmente encontradas.

b – Método do Polígono de Thiessen

Se os postos pluviométricos não forem uniformemente distribuídos e/ou as precipitações não forem uniformes, a precipitação de cada posto deve ser ponderada pela porção de área representativa do posto. Um método muito usado para determinar o fator de ponderação é o polígono de Thiessen. O fator de ponderação para cada posto é a área do polígono formado pelo cruzamento das mediatrizes das linhas retas que ligam, no mapa, postos pluviométricos adjacentes. A precipitação média sobre a área será:

$$P_m = \sum P_i A_i / A_T \quad (2.21)$$

para $1 \leq i \leq n$

Na qual:

A_i e A_T em Km^2

n é o número de postos pluviométricos da bacia

P_i em milímetros

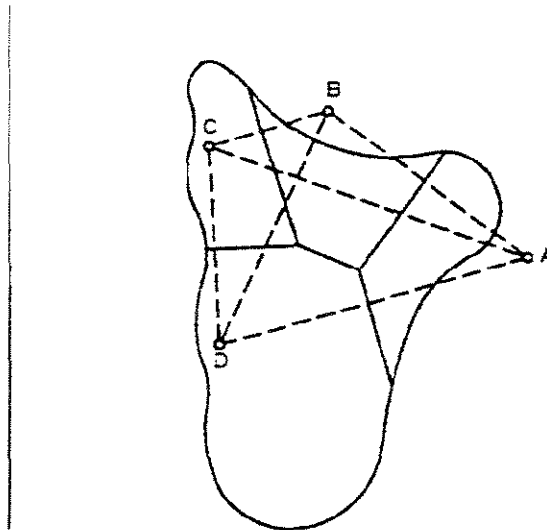


Figura 2.9 – Método do polígono de Thiessen (HOGGAN, 1996)

c – Método das Isoietas

A premissa do método do polígono de Thiessen de usar os aparelhos como ponto de partida na definição da área de influência dos mesmos pode ser inválida em regiões onde a topografia influencia nas precipitações. Um mapa de isoietas, linhas de igual precipitação, pode ser desenhado conforme as linhas de elevação e outros fatores que afetam as precipitações imprimindo ao processo uma maior precisão na determinação da distribuição das precipitações. O grau de precisão depende de como estes outros fatores serão incorporados ao processo. O uso de mapas de precipitação anual normal para a área, se viável, pode facilitar o desenho das isoietas, contudo, se as isoietas são mera interpolação linear entre os aparelhos, a precipitação média calculada não difere significativamente da precipitação média calculada pelo método do polígono de Thiessen.

“O traçado das isoietas pode seguir a seguinte sequência: a) localize os postos no mapa da região de interesse e escreva o total precipitado para o período escolhido ao lado do posto; b) esboce linhas de igual precipitação escolhendo números inteiros ou característicos; c) ajuste estas linhas por interpolação entre postos; d) utilize um mapa de relevo e superponha com o mapa de isoietas. Faça um ajuste destas linhas com o relevo...”(TUCCI, 1993)

Depois de definido o mapa das isoietas, a altura média de precipitação para cada sub-área da bacia contida entre um par de isoietas é determinada. Isto é feito pela locação do centróide de cada área e interpolando entre o centróide e duas isoietas adjacentes. A sub-área entre o par de isoietas é medida com auxílio de um planímetro ou outro método e é multiplicada pela altura média para computar um volume incremental. A altura média da precipitação é determinada pela soma destes incrementos de volume dividido pela área total.

d – Combinação dos métodos das isoietas e polígono de Thiessen

A desvantagem do método das isoietas é que cada sub-área deve ser novamente medida para cada tormenta com diferentes isoietas. Esta desvantagem pode ser contornada com a combinação do método do polígono de Thiessen com isoietas. A precipitação média de cada polígono é calculada ou estimada pelo mapa de isoietas. A precipitação média da

bacia é calculada como no método de Thiessen. Desde que as isoietas refletem a influência da topografia, mais precisão pode ser atingida pelo seu uso e o uso do polígono de Thiessen transfere ao processo maior rapidez.

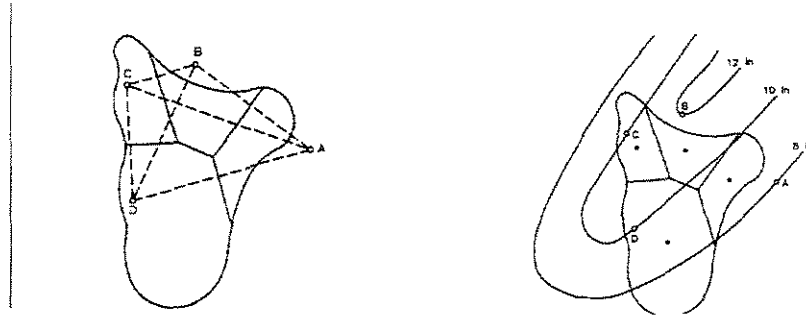


Figura 2.10 – Combinação dos métodos das isoietas e do polígono de Thiessen(HOGGAN, 1996)

3.2 – Perdas Iniciais

Nem toda precipitação contribui para o escoamento superficial, uma parte fica retida na bacia. A parcela da precipitação que não contribui para o escoamento direto é considerada como sendo perdas de precipitação, ou ainda perdas iniciais. São elas a interceptação, armazenamento nas depressões e a infiltração.

3.2.1 – Interceptação

“A interceptação é a retenção de parte da precipitação acima da superfície do solo”(BLAKE, citado por TUCCI, 1993). A interceptação pode ocorrer devido a retenção pelas folhas e galhos das árvores ou outras formas de cobertura vegetal ou por outra forma de obstrução do escoamento. *“Este processo interfere no balanço hídrico da bacia hidrográfica, funcionando como um reservatório que armazena uma parcela da precipitação para consumo”* (TUCCI, 1993).

Os fatores que interferem na interceptação vegetal são: características da precipitação, condições climáticas, tipo e densidade da vegetação e período do ano. As características das precipitações são a intensidade, o volume precipitado e a chuva antecedente; a interceptação é inversamente proporcional a intensidade considerando um mesmo total precipitado. Outro fator que interfere no gráfico precipitação-interceptação é, para uma mesma ocorrência de precipitação, as condições antecedentes, ou seja, período de seco ou úmidos.

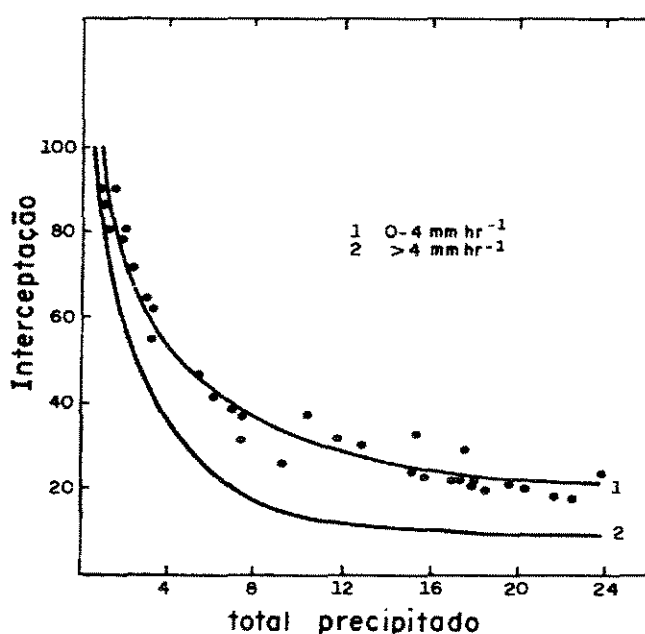


Figura 2.11 – Relação entre interceptação-intensidade-precipitação (BLAKE, 1975 citado por TUCCI, 1993)

O fator climático que interfere no processo de interceptação é a intensidade do vento. Na vegetação as folhas interceptam a maior parte da precipitação, portanto, o tipo de vegetação irá influenciar no processo através da quantidade de gotas que cada folha pode reter bem como, a densidade das mesmas. Em muitas regiões, onde as variações climáticas são intensas, o tipo de vegetação e o volume total interceptados dependerão ainda da estação do ano pois, esta interfere na quantidade de folhas das árvores e no tipo de cultura cultivada. Estas características influenciarão diretamente no volume total interceptado.

A equação da continuidade do sistema de interceptação é:

$$S_i = P - T - C_a \quad (2.22)$$

Na qual:

C_a , P , S_i e T em milímetros

As variáveis podem ser medidas da seguinte maneira:

- precipitação – por postos pluviométricos localizados próximos a área de estudo. No caso de florestas estes postos podem ser instalados em clareiras. Devido as dificuldades que a avaliação desta variável imprimi ao processo, as medições devem ser precisas para redução da magnitude do erro.
- precipitação que atravessa a vegetação (throughfall) – os coletores devem ser distribuídos debaixo das árvores de tal forma a obter uma representatividade espacial desta variável. No caso de florestas poderão ser utilizados pluviógrafos, lembrando que em vegetações rasteiras estas medições são de difícil realização.
- escoamento pelo tronco – por ser uma parcela muito pequena em relação ao total precipitado, sua medição só é viável para troncos de grande magnitude.

a – Quantificação da interceptação

A equação desenvolvida por HORTON (1919) e modificada por MERIAN (1960) com a introdução da precipitação na equação original é:

$$S_i = S_v (1 - e^{-P/S_v}) + R^* E_{tr} \quad (2.23)$$

para

$$R^* = A_v/A_T \quad (2.24)$$

Na qual:

P , S_i e S_v em milímetros;

E em milímetros por hora;

tr em horas;

A_v e A_T em quilômetros quadrados.

Em termos gerais, a interceptação pode ser expressa pelo uso de equações de regressões relacionando as principais variáveis e ajustadas a diferentes tipos de dados.

$$S_i = a + b P^n \quad (2.25)$$

Na qual:

a, **b** e **n** são parâmetros de ajuste, adimensionais;

P em milímetros;

S_i em milímetros.

Quadro 2.4 – Valores das constantes da equação 2.25 (TUCCI, 1993)

COBERTUR A VEGETAL	a	b	N	FATOR DE PROJEÇÃO
Pomar	0,04	0,018	1,00	
“Ash”	0,02	0,018	1,00	
“beech”	0,04	0,18	1,00	
Carvalho	0,05	0,18	1,00	
“maple”	0,04	0,18	1,00	
Arbusto	0,02	0,40	1,00	
Pinus	0,05	0,20	0,50	
Feijão/batata /e peq. cult	0,02h	0,15h	1,00h	0,25h
Pasto	0,005h	0,08h	1,00	1,00
Forrageiras	0,01h	0,10h	1,00	1,00
Pequenos grão	0,005h	0,05h	1,00	1,00
Milho	0,05h	0,005h	1,00	0,10h

b – Interceptação em modelos conceituais

Nos modelos conceituais a interceptação tem sido simulada como um reservatório com uma capacidade máxima. Nos períodos de chuva o reservatório retira água da precipitação até a sua capacidade máxima, e nos períodos de seca o reservatório é deplecionado com base na evaporação e evapotranspiração. Estudos elaborados por Crawford e Linsley em 1966, propõe alguns valores para a capacidade máxima do reservatório, tais valores foram incorporados pelo modelo Stanford IV.

Quadro 2.5 – Capacidade máxima do reservatório de interceptação utilizado pelo modelo STANFORD IV (TUCCI, 1993)

COBERTURA	CAPACIDADE MÁXIMA(mm)
Campo, prado	2,50
Floresta ou mato	3,75
Floresta ou mato denso	5,00

c – Impactos da modificação da cobertura vegetal

Os impactos da modificação da cobertura vegetal na interceptação são de grande importância com grande ocupação do espaço rural e urbano, porém este processo é de difícil quantificação devido a sua magnitude no ciclo hidrológico. Sua quantificação experimental também é de difícil realização devido a sua interação com os processos de evaporação e infiltração.

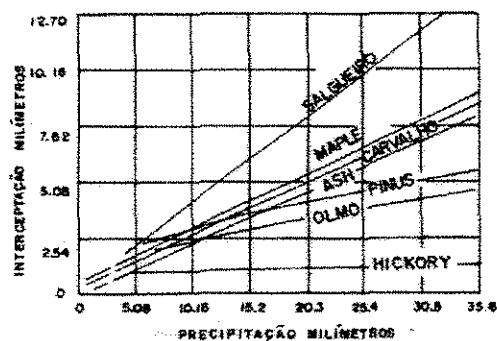


Figura 2.12 – Interceptação da precipitação por várias espécies – desenvolvido por HORTON, (1919) (KLIBER, 1982)

Quadro 2.6 – Interceptação em 1m^2 de área, desenvolvida por CLARK(1940)(TUCCI, 1993)

VEGETAÇÃO	PRECIPITAÇÃO (POLEGADAS)	CARACTERÍSTICAS	INTERCEPTAÇÃO (%)
Trigo	0,02 – 0,07	Uma chuva de pequena intensidade	76 – 90
	0,24	Duas chuvas fracas	74
	0,32 – 0,35	Uma chuva rápida	52 – 64
	0,46	Uma chuva intensa	46
	0,80	Três chuvas	51
	1,48	Chuva intensa seguida por outra fraca	33
Cevada	0,11	Uma chuva fraca	72
	0,15	Várias chuvas leves	57
	0,74	Chuva forte Seguida de chuva fraca	45
Vegetação De várzea	0,02	Chuva muito fraca	80
	0,06 – 0,07	Chuva fraca	66 – 80
	0,38 – 0,45	Chuva forte	67 – 78

3.2.2 – Armazenamento nas depressões

As obstruções naturais ou artificiais da bacia hidrográfica promovem o represamento de parte do volume precipitado que deixa de escoar. O volume assim armazenado somente voltará ao ciclo hidrológico por infiltração ou evaporação sendo este último processo o principal meio já que com as precipitações verificamos na maioria das vezes a saturação do solo o que dificulta o processo de infiltração.

Nas bacias urbanas a retenção do escoamento pode ocorrer devido a aterros, pontes, construções ou ainda, devido a depressões em áreas pavimentadas.

LINSLEY et ali (1949) desenvolveu uma equação empírica para quantificar o volume retido nas depressões após o início da precipitação.

$$V_d = S_d (1 - e^{-kP_e}) \quad (2.26)$$

Na qual:

$$k = 1/S_d \quad (2.27)$$

Na qual:

P_e , S_d e V_d em milímetros cúbicos

HICKS (1944) sugeriu o uso de alturas máximas de armazenamento nas depressões de 0,02 polegadas para solos arenosos e 0,20 polegadas para solos argilosos. O DENVER REGIONAL COUNCIL OF GOVERNMENTS, 1969, similares aos apresentados por HICKS e ainda:

Viessman em 1967 estabeleceu uma relação entre a capacidade de retenção das depressões e a declividade do solo conforme figura 2.13.

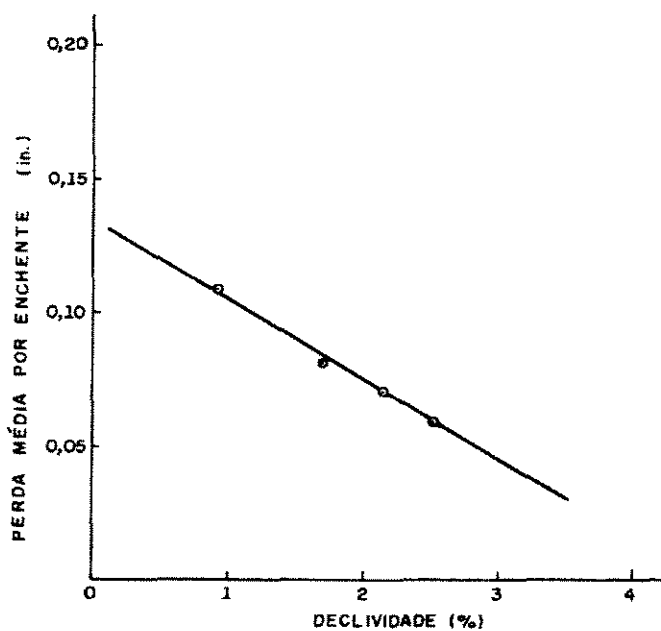


Figura 2.13 – Relação de Viessman entre depressão do solo e declividade para superfícies impermeáveis (TUCCI, 1993)

Quadro 2.7 – Depressão típica e retenção para vários tipos de cobertura (KIBLER, 1982)

COBERTURA DO SOLO	DEPRESSÃO E RETENÇÃO(pol)	RECOMENDADO (pol)
Áreas impermeáveis		
Vastas áreas pavimentadas	0,05 – 0,15	0,1
Telhados planos	0,1 – 0,3	0,1
Telhados inclinados	0,05 – 0,1	0,05
Áreas permeáveis		
Gramados	0,2 – 0,5	0,3
Áreas arborizadas e campos abertos	0,2 – 0,6	0,4

3.2.3 – Infiltração

A infiltração pode ser definida como a entrada de água no solo. A taxa e a quantidade de água que infiltram é função do tipo de solo, da mistura de solo, da permeabilidade do solo, da cobertura do solo, das condições de drenagem, da profundidade do lençol freático, e da intensidade e volume precipitado.

O tipo de solo caracteriza o tamanho e número de capilares os quais a água tem que percorrer no solo, enquanto a mistura de solo caracteriza o potencial capilar e a condutividade relativa. Para solos uma baixa mistura, o potencial capilar é alto e a condutividade é baixa. A profundidade do lençol freático afeta o potencial de infiltração da água no solo. Solos cujo lençol freático médio é alto o volume potencial de infiltração é limitado.

Os estudos de infiltração introduzem o conceito de capacidade de infiltração para diferenciar o potencial que o solo tem em absorver água pela superfície da taxa real de infiltração que acontece quando há disponibilidade de água para penetrar no solo. A taxa real de infiltração somente coincidirá com a capacidade de infiltração de um solo, quando o aporte superficial de água tem intensidade superior ou igual a capacidade de infiltração.

A água infiltrada no solo tem dois destinos: ou propaga-se para as camadas mais profundas, ou retorna a superfície através da evaporação e/ou transpiração dos vegetais. Este processo faz com que o solo recupere a sua capacidade de infiltração.

O processo de infiltração inicia-se com a precipitação que atinge o solo. Se a intensidade da precipitação for menor que a capacidade de infiltração do solo, toda água penetra no solo provocando uma progressiva diminuição da capacidade de infiltração do solo. Em havendo continuidade do processo de precipitação em certo momento a capacidade de infiltração irá diminuir até sua intensidade se igualar à da precipitação. A partir daí e mantendo-se a precipitação, a infiltração real se processa na mesma taxa da capacidade de infiltração, que passa a decrescer exponencialmente no tempo tendendo a um valor mínimo de infiltração. A parcela de precipitação que não se infiltra escoar

superficialmente indo para as regiões mais baixas onde poderão se infiltrar ou atingiram os cursos d'água. Cessando a precipitação a taxa de infiltração real se anula e a capacidade de infiltração volta a crescer .

a – Equacionamento da infiltração

O movimento da água no solo não saturado pode também ser descrito pela equação de Darcy que originariamente foi deduzida para solos saturados.

$$q = K \text{ grad } h \quad (2.28)$$

Na qual:

h – carga piezométrica, em metros.

Outra forma de expressar a movimento vertical da água no solo é;

$$q = - k/\mu [(\partial p/\partial z) - \rho g] \quad (2.29)$$

Na qual:

k em centímetro por segundo

μ em centímetro quadrado por segundo

ρ em grama por centímetro cúbico

g em centímetro por segundo ao quadrado

A permeabilidade intrínseca que esta relacionada com as dimensões, geometria e organização interna dos poros do solo se relaciona com a condutividade hidráulica do solo pela expressão:

$$K = k (\rho g / \mu) \quad (2.30)$$

Na qual:

K em centímetro por segundo

ρ em grama por centímetro cúbico

μ em centímetro quadrado por segundo

g em centímetro por segundo ao quadrado

O termo $(\rho g / \mu)$ é conhecido como grau de fluidez do fluido.

Para solos não saturados os parâmetros condutividade hidráulica e carga piezométrica, da lei de Darcy, devem ser redefinidos. A condutividade hidráulica varia com o teor de umidade sendo o limite superior a condutividade hidráulica saturada, K_{sat} . A carga piezométrica será:

$$h = \phi + z \quad (2.31)$$

Na qual:

h em metro

ϕ em metro

z em metro

“O potencial de mátrico geralmente é expresso como a altura de água equivalente que exerce a mesma tensão de sucção mátrica” (TUCCL, 1993).

Estudos tem demonstrado que a condutividade hidráulica de um solo não saturado pode ser expressa tanto em função da umidade do solo como em função da sucção mátrica.

A equação da variação da umidade do solo pode ser obtida pela associação da lei de Darcy com a equação da continuidade.

$$\partial\theta/\partial t = \partial/\partial z [K \partial/\partial z (\phi + z)] \quad (2.32)$$

Na qual:

z – profundidade a partir da superfície, em metros;

ϕ em metros

Como o potencial mátrico está relacionado com o teor de umidade, então:

$$\partial \phi / \partial z = (\partial \phi / \partial \theta) (\partial \theta / \partial z) \quad (2.33)$$

Sendo definido a difusividade hidráulica como:

$$D = K (\partial \phi / \partial \theta) \quad (2.34)$$

Na qual:

D em centímetro quadrado por segundo

K em centímetros por segundo

ϕ em centímetros

Substituindo (2.34) e (2.33) em (2.32) teremos a equação de Richards

$$\partial \theta / \partial t = [\partial / \partial z (D \partial \theta / \partial z)] + \partial K / \partial z \quad (2.35)$$

A partir das leis de Darcy e Richards é possível deduzir as equações de infiltração mais difundidas.

a – Equação de Horton

A mais conhecida e amplamente usada equação de infiltração é a desenvolvida por Horton em 1940.

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (2.36)$$

Na qual:

k é um coeficiente experimental de caída exponencial, em litros por hora;

f , f_c e f_0 em centímetros por hora

Esta equação foi deduzida a partir de experimentos de campo para o caso de solos submetidos a precipitações com intensidade sempre superior a capacidade de infiltração.

Teoricamente, a taxa mínima de infiltração seria igual a condutividade hidráulica saturada se não houvesse o efeito do ar aprisionado no interior do solo, portanto a taxa mínima de infiltração é menor que a condutividade hidráulica saturada que por sua vez varia em função da umidade do solo.

A grande dificuldade na utilização da equação de Horton é que o ajuste prévio dos parâmetros depende do teor de umidade do solo vigente durante os ensaios de campo, e que variam ao longo da infiltração. Para uma boa estimativa dos parâmetros da equação de Horton *“devem ser estabelecidas previamente relações experimentais consistentes com a umidade inicial da camada superior do solo”* (TUCCI, 1993).

Outro grande problema da equação de Horton é que considera a infiltração totalmente em função do tempo sem considerar a intensidade da chuva ou avaliar o armazenamento de água no solo.

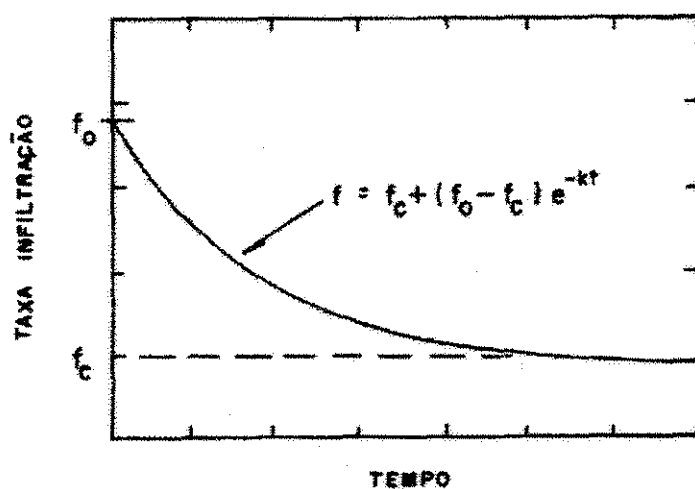


Figura 2.14 – Características da taxa de infiltração de Horton (KIBLER, 1982)

A American Society of Engineers and Water Pollution Control Federation, ASCE, em 1970 propôs curvas de infiltração para três situações específicas: solos arenosos, áreas residenciais e áreas industriais-comerciais.

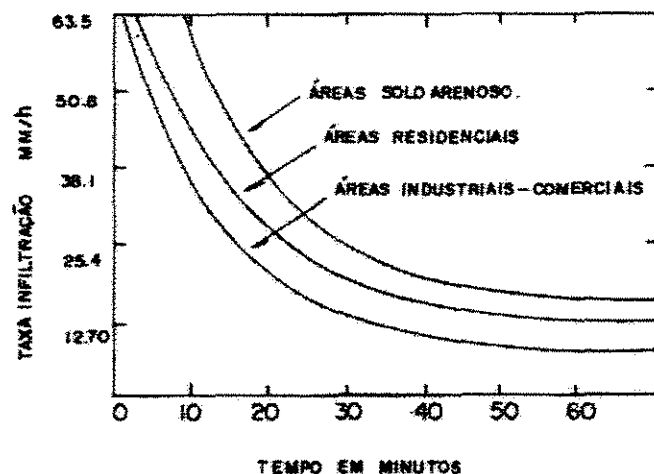


Figura 2.15 – Taxas típicas de infiltração recomendadas pela ASCE em 1970 (KIBLER, 1982)

b – Green Ampt

Esta equação também é derivada da equação de Darcy através de simplificações no fenômeno da propagação da frente de umidade do solo.

Foram realizadas as seguintes simplificações:

- solo totalmente saturado da superfície até a frente de percolação. Abaixo desta profundidade considera-se o solo com a umidade anterior a precipitação.
- A tensão capilar é sempre a mesma na superfície da frente de saturação que separa o solo saturado do não saturado.

Por analogia, pode-se comparar a um pistão de água preenchendo os poros do solo succionando para baixo a uma tensão constante. Da superfície até a profundidade L da frente de saturação, o potencial capilar ϕ , passa de zero a um valor ϕ_f e o potencial gravitacional varia de zero a um valor L .

A equação de Green Ampt é:

$$f = K' \frac{\phi_f + L}{L} \quad (2.37)$$

Na qual:

f , K' em centímetro cúbico por hora;

L e ϕ_f em centímetro.

O volume infiltrado acumulado pelo método de Green Ampt é:

$$V_f = L (\theta' - \theta_i) \quad (2.38)$$

Na qual:

$$\theta' = \theta_{sat} - \theta_{ar} \quad (2.39)$$

Na qual:

V_f em centímetro cúbico;

L em centímetro;

θ_{sat} e θ_{ar} em centímetro quadrado.

Combinando as equações (3.37) e (3.38), a taxa de infiltração passa a ser definida como:

$$f = K' \frac{S_f + V_f}{V_f} \quad (2.40)$$

Na qual:

$$S_f = (\theta'' + \theta_i) \phi_f \quad (2.41)$$

MOREL-SEITOUX, 1987 relacionou valores de CN com parâmetros da equação de Green-Ampt S_f e K' .

Quadro 2.8 – Correspondência entre os valores de CN e S_f e K' (MOREL-SEYTOUX, 1987 citado por MARCELLINI, 1994)

CN	K' (mm/h)	S_f (mm)
99	0,076	2,235
95	0,406	11,227
90	0,813	22,428
88	0,965	26,924
85	1,219	33,655
83	1,372	38,151
80	1,600	44,882
78	1,778	49,378
75	2,057	54,889
70	4,013	40,513
67	5,182	37,948
65	5,969	36,093
60	7,925	29,134

3.3 – Escoamento superficial

Hidrograma é a denominação dada ao gráfico que relaciona a vazão com o tempo. A distribuição da vazão no tempo é resultado da interação de todos os componentes do ciclo hidrológico entre a ocorrência da precipitação e a vazão na bacia hidrográfica.

A figura 2.16, apresenta o hidrograma típico de uma bacia após a ocorrência de precipitação. Após o início da precipitação, existe um intervalo de tempo, até que o nível começa a subir, este retardo na resposta do hidrograma é decorrente das perdas iniciais, ou seja a interceptação e as depressões no solo, e do deslocamento da água pela bacia. No período de ascensão do hidrograma verifica-se a predominância do escoamento superficial; o ponto de inflexão do hidrograma caracteriza o fim do escoamento superficial e a

predominância do escoamento subterrâneo, que é influenciado pela infiltração e percolação da água no solo.

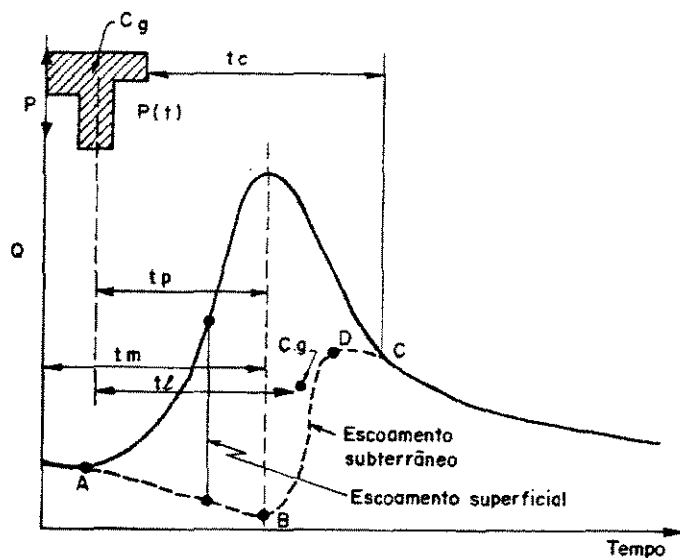


Figura 2.16 – Hidrograma típico (TUCCI, 1993)

A forma do hidrograma depende de inúmeros fatores, entre eles: relevo, cobertura da bacia, modificações artificiais no rio, distribuição-duração-intensidade de precipitação e solo, entre outros.

- **Cobertura da bacia** – o tipo de cobertura da bacia influencia o escoamento superficial, em bacias com alto percentual de cobertura vegetal verifica-se o retardo do escoamento superficial e o aumento das perdas por evapotranspiração. Bacias urbanas, onde a cobertura vegetal é substituída por áreas impermeáveis, o escoamento superficial é maior e consequentemente o pico do hidrograma também é maior.
- **Modificações artificiais no rio** – as modificações promovidas pelo homem na calha do rio, podem contribuir para redução do pico ou seu aumento. A implantação de reservatórios de regularização, contribuem para o retardo e controle da vazão de pico

promovendo sua redução, enquanto as canalizações tendem a produzir picos maiores e prematuros no hidrograma.

- **Distribuição, duração e intensidade da precipitação** – a distribuição da precipitação e sua duração afetam diretamente a forma do hidrograma. Nas bacias com área de contribuição até 500 Km², as chuvas convectivas de alta intensidade, pequena duração distribuída numa pequena área, são as que provocam as grandes enchentes, enquanto que para as bacias maiores, as chuvas frontais, que se caracterizam por longa duração, atingindo grandes áreas e média intensidade, são as que provocam maior impacto na bacia.
- **Solo** – as condições iniciais de umidade do solo influenciam o volume escoado superficialmente afetando diretamente o hidrograma.

3.3.1 – Componentes do hidrograma

Os elementos que caracterizam o hidrograma e consequentemente o comportamento da bacia são:

- **Tempo de retardo, t_l** – intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de gravidade do hidrograma.
- **Tempo de pico, t_p** – é o intervalo entre o centro de massa da precipitação e o pico do hidrograma
- **Tempo de concentração, t_c** – é o tempo necessário para que uma gota de água precipitada no ponto mais distante da bacia se desloque até a seção de estudo, ou ainda, é o intervalo de tempo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma.
- **Tempo de ascensão, t_m** – é o intervalo de tempo entre o início da chuva e o pico do hidrograma
- **Tempo de base** – é o intervalo de tempo entre o início da precipitação e o tempo em que toda precipitação já escoou pela seção de estudo e o rio já voltou as condições anteriores ao início da precipitação.
- **Tempo de recessão** – é o tempo necessário para a vazão baixar até o ponto em que não existe mais o escoamento superficial.

3.3.2 – Separação do escoamento superficial

Os escoamentos são divididos em superficial, subsuperficial e subterrâneo. O escoamento superficial é o que ocorre na superfície do solo e em seus múltiplos canais; o subsuperficial é o fluxo que ocorre junto as raízes da cobertura vegetal e o subterrâneo é o fluxo devido a contribuição do aquífero.

No hidrograma representa a somatória dos três tipos de escoamento, para que os mesmos sejam analisados individualmente é necessário promover a separação de cada parcela que corresponde a cada fluxo no hidrograma.

A parcela do escoamento superficial pode ser obtida graficamente do hidrograma observado por métodos gráficos, os mais usados são descritos por TUCCI (1993).

- *Método 1 – extrapole a curva de recessão a partir do ponto C até encontrar o ponto B, localizado abaixo da vertical do pico. Ligue os pontos A, B e C. O volume acima da linha ABC é o escoamento superficial e o volume abaixo é o escoamento subterrâneo;*
- *Método 2 – este método é o mais simples, pois basta ligar os pontos A e C por uma reta*
- *Método 3 – o método consiste em extrapolar a tendência anterior ao ponto A até a vertical do pico, encontrando o ponto D. Ligando os pontos D e C obtém-se a separação dos escoamentos.*

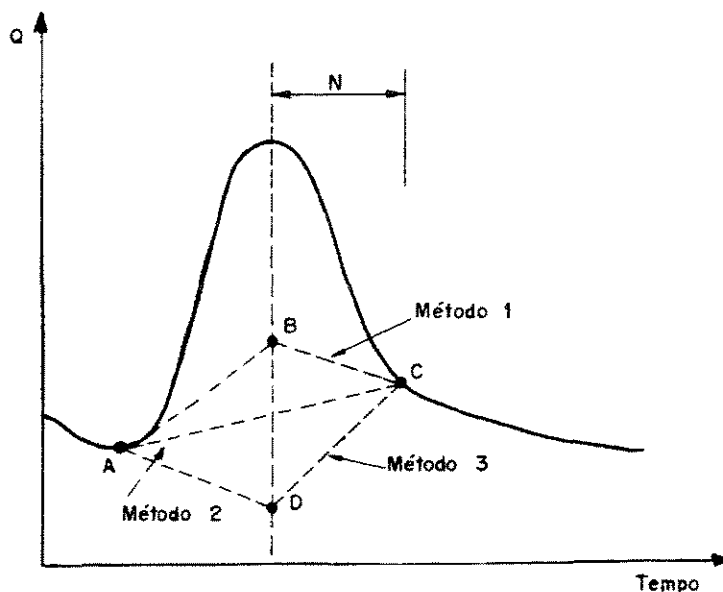


Figura 2.17 Método gráfico de separação do escoamento superficial (TUCCI, 1993)

O ponto A é o início da ascensão do hidrograma ou do escoamento superficial, e o ponto C é o término do escoamento superficial.

O ponto C pode ser determinado de várias formas:

- **Critério 1 - Linsley et ali.**

$$N = 0,857 A_T^{0,2} \quad (2.42)$$

Na qual:

N em dias;

A_T em quilômetros quadrados

- **Critério 2** – o tempo entre a última precipitação e o ponto C é o tempo de concentração calculado a partir de uma das equações conhecidas.
- **Critério 3** – “plotar” o hidrograma em uma escala mono-log, (vazão na escala logarítmica), como a recessão tende a seguir uma equação exponencial, numa escala logarítmica a mesma tende a uma reta, o ponto C será o ponto de alteração de

declividade da reta de recessão. Mais de uma mudança de inclinação da reta de recessão pode caracterizar o escoamento subsuperficial ou retardos de diferentes partes da bacia, etc.

- **Critério 4 – “Institute of Hydrology”** – a separação do escoamento é feita a partir de uma série de vazões diárias através do uso de médias móveis. Gera-se uma série de vazões a partir do cálculo da média de cinco valores consecutivos. Unindo-se os pontos de mudança de tendência da curva resultante o volume acima da curva é o escoamento superficial e o volume abaixo o escoamento subterrâneo.

3.3.3 – Precipitação efetiva

A precipitação efetiva é a parcela da precipitação que gera o escoamento superficial, portanto o hietograma correspondente a precipitação efetiva é obtido subtraindo-se do total precipitado os volumes evaporados, retido nas depressões e infiltrados.

A precipitação efetiva pode ser determinada pelas equações de infiltração de Horton ou Green-Ampt, por índices e por relações funcionais. As equações de infiltração já foram descritas no item 3.2.3, os índices são fatores constantes adotados para a separação do escoamento enquanto as relações funcionais foram obtidas a partir de observações e dados de campo.

a – Índices

- **Índice α** - método utilizado na Rússia para o cálculo das enchentes e caracteriza-se por um coeficiente de escoamento definido pela relação entre o total escoado e o total precipitado. Os valores de α variam de 0,8 a 0,9.
- **Índice ϕ** - é o índice igual a uma infiltração constante durante a enchente, portanto a precipitação efetiva é obtida pela subtração do índice ϕ da precipitação total. A soma da

precipitação efetiva deve ser igual ao escoamento superficial total. O índice ϕ é calculado dividindo-se o total de precipitação efetiva pelo número de intervalos de tempo.

- **Índice W** - este índice representa a precipitação média durante o tempo em que a precipitação é superior a taxa de infiltração.

$$W = [P_t - Q - S_a] / t^* \quad (2.43)$$

Na qual:

W em milímetros por hora;

P_t , Q e S_a em milímetros;

t em horas.

O valor de S_a normalmente é agregado as perdas iniciais.

b – relações funcionais

- **Koeler e Richards**

$$P_e = (P^n + d^n) - d \quad (2.48)$$

Na qual

n – coeficiente empírico

$$d = (P - P_e) \quad (2.49)$$

$$n = 2 + 0,5 d \quad (2.50)$$

Na qual:

d, P e P_e em milímetros

- **Método do “Soil Conservation Service”**

A premissa básica do método do Soil Conservation Service é que em situação onde não haja perda inicial, considera-se solo saturado. Existe uma relação entre o armazenamento máximo, S_{\max} , em milímetros, a precipitação máxima acumulada, P_{\max} , em milímetros,; a precipitação efetiva acumulada, P_{eac} , em milímetros; e a quantidade armazenada no instante, $(P_{\max} - P_{eac})$.

$$\frac{P_{\max} - P_{eac}}{S_{\max}} = \frac{P_{eac}}{P_{\max}} \quad (2.51)$$

Para o caso em que se considere uma abstração inicial, I_a , a equação (2.51) será:

$$\frac{P_{\max} - I_a - P_{eac}}{S_{\max}} = \frac{P_{eac}}{P_{\max} - I_a} \quad (2.52)$$

Rearranjando a equação (2.52) em função da precipitação efetiva acumulada:

$$P_{eac} = \frac{(P_{\max} - I_a)^2}{P_{\max} - I_a + S_{\max}} \quad (2.53)$$

Na qual:

P_{eac} , P_{\max} , P_{\max} , I_a e S_{\max} em milímetros

O “Soil Conservation Service” relaciona as abstrações iniciais com o volume máximo armazenado através da relação empírica:

$$I_a = 0,2S_{\max} \quad (2.54)$$

O volume armazenado máximo esta relacionado com as condições umidade antecedentes, contudo não existe uma relação contínua entre estes dois parâmetros. Achou-

se mais conveniente relacionar o armazenamento máximo com o parâmetro CN, número da curva. Assim:

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S_{\max}}{25,4}} \quad (2.55)$$

O número da curva é definido através de tabelas.

Os tipos de solo identificados na tabela são:

- **Solo A** – solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte.
- **Solo B** – solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos do tipo A e com permeabilidade superior à média
- **Solo C** – solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentuais consideráveis de argila e pouco profundo
- **Solo D** – solos contendo argila expansivas e pouco profundos com baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Os valores dos quadros (2.9) e (2.10) referem-se a condições médias de umidade antecedente. O quadro (2.11) apresenta correções aos valores tabelados para situações diferentes da média.

- **AMC I** – situação em que os solos estão secos. A precipitação acumulada dos cinco dias anteriores é menor que 36mm, na estação de crescimento e 13 mm em outro período.
- **AMC II** – situação média em que solos correspondem à umidade da capacidade de campo
- **ACM III** – ocorrem precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo encontra-se saturado. Precipitações acumuladas, nos cinco dias antecedentes, são maiores que 53 mm na estação de crescimento e maior que 28 mm em outro período.

Quadro 2.9 – Valores do parâmetro CN para bacias rurais, (TUCCI, 1993)

Uso do solo	Superfície	Tipo de Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas , em curvas de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras, estradas de Terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Quadro 2.10 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas, (TUCCI, 1993)

Utilização ou cobertura do solo	Tipo de Solo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação de solo	72	81	88	91
Com conservação de solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestais: cobertura boas	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições				
Com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
Lotes de (m ²) % média impermeável				
≤ 500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas				
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
Paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Quadro 2.11 – Correção de CN para outras condições iniciais de umidade,
(TUCCI, 1993)

Valores Médios	Valores corrigidos AMC I	Valores corrigidos AMC III
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

3.4.1 – Modelo de Escoamento Superficial para Bacias Urbanas

A seguir são apresentados três métodos alternativos para sintetizar o hidrograma unitário para a determinação do hidrograma do escoamento superficial, a partir da precipitação efetiva.

a – Hidrograma Unitário de Clark

Propôs uma maneira de se obter o hidrograma unitário sintético que simule o escoamento superficial em duas etapas: translação e o amortecimento.

O tempo em que determinado volume de precipitação excedente alcance a seção de estudo é dividido em duas partes: tempo do escoamento sobre o solo até alcançar o canal e o tempo de escoamento ao longo do canal.

Na translação, os volumes de escoamento superficial direto decorrentes das áreas próximas a calha do canal, gerarão uma vazão no canal que serão seguidos de outros volumes gerados em áreas mais afastadas. Serão definidas, ao longo da bacia, linhas imaginárias que caracterizam o lugar geométrico dos pontos que possuam mesmo tempo de translação. Estas linhas são denominadas isócronas.

Admite-se que, em cada intervalo de tempo unitário, toda a área situada entre isócronas consecutivas, concentre todo o volume do escoamento superficial direto.

O hidrograma gerado terá a forma das distribuições das áreas entre as isócronas, denominado histograma tempo-área.

As ordenadas do histograma são convertidas para vazões admitindo-se uma chuva unitária (1cm) com duração unitária (t_u).

$$I(i, i+1) = i_u A(i, i+1) \quad (2.56)$$

Na qual:

$I(i,i+1)$ em metros cúbicos

i_u em milímetros por hora

$A(i,i+1)$ em quilômetro quadrado

O amortecimento é gerado por dois fenômenos: o armazenamento temporário do escoamento superficial direto, ocasionado pelo acúmulo de uma lâmina d'água sobre a superfície da bacia, e uma inclinação dessa linha d'água para superar as perdas de carga do escoamento. O fenômeno do amortecimento do histograma tempo-área é feito por um reservatório equivalente que representa o armazenamento de água na bacia. Este reservatório é denominado linear pois admite-se uma relação linear entre a vazão resultante e o volume armazenado na bacia.

A aplicação da equação da continuidade no reservatório linear, na forma discreta para cada intervalo de tempo unitário e a partir da chuva unitária, resulta o hidrograma amortecido.

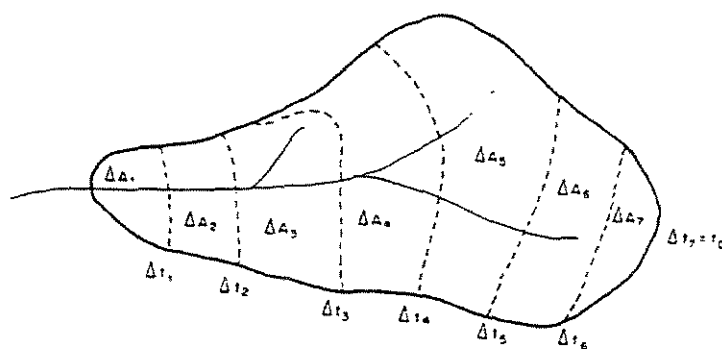


Figura 2.18 – Representação de uma bacia hidrográfica com suas isócronas (MARCELLINI, 1994)

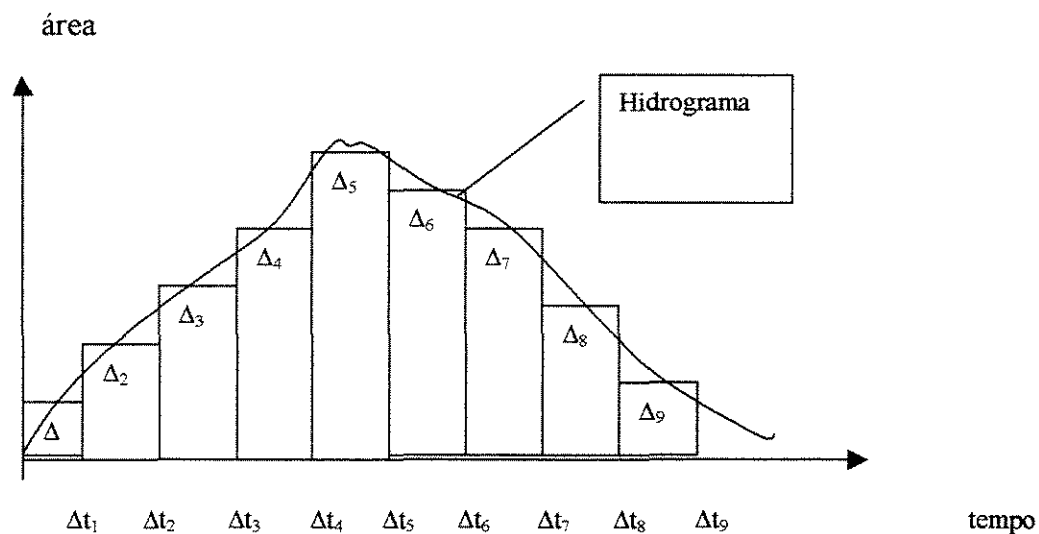


Figura 2.19 – Histograma tempo-área e envoltória representando o hidrograma (MARCELLINI, 1994)

$$\frac{I(t) + I(t - t_u)}{2} t_u - \frac{Qr(t) - Qr(t - t_u)}{2} t_u = \frac{V(t) - V(t - t_u)}{2} \quad (2.57)$$

Na qual:

$I(t)$, $I(t - t_u)$, $Qr(t)$, $Qr(t - t_u)$, $V(t)$ e $V(t - t_u)$ em metros cúbicos

Como o hidrograma resultante da translação na bacia possui segmentos retangulares e o reservatório é linear, então respectivamente:

$$I(t) = I(t - t_u) \quad (2.58)$$

$$V(t) = KQr(t) \quad (2.59)$$

$$V(t - t_u) = KQr(t - t_u) \quad (2.60)$$

Na qual:

K – coeficiente de armazenamento

Substituindo (2.58), (2.59) e (2.60) em (2.57):

$$I(t)t_u - \frac{Qr(t) + Qr(t-t_u)}{2}t_u = K(Qr(t) - Qr(t-t_u)) \quad (2.61)$$

$$Qr(t) = COQr(t-t_u) + 2CI I(t) \quad (2.62)$$

Na qual:

$$CO = \frac{2K - t_u}{2K + t_u} \quad (2.63)$$

$$CI = \frac{t_u}{2K + t_u} \quad (2.64)$$

Sendo:

$$CO + 2CI = 1 \quad (2.65)$$

Na qual:

$Qr(t)$ é uma ponderação de $Qr(t-t_u)$, $I(t)$ e $I(t-t_u)$.

O coeficiente de armazenamento do reservatório, K , pode ser obtido a partir de um hidrograma observado. “*Pode-se desenhar o hidrograma de escoamento superficial direto em papel mon-log. O trecho final da recessão do hidrograma representa a depelação do reservatório linear, que corresponde ao término do hidrograma de translação da bacia ou tempo de concentração da mesma.*” (MARCELLINI, 1994).

Substituindo (2.63) e (2.64) em (2.62) e impondo $I(t) = 0$, obtém-se:

$$K = \frac{t_u Qr(t-t_u) + Qr(t)}{2Qr(t-t_u) - Qr(t)} \quad (2.66)$$

Tomando duas ordenadas quaisquer, correspondentes aos instantes t_0 e t_j , a direita do início da depelação e sendo $t_j > t_0$ então:

$$Idt - Qr dt = dV \quad (2.67)$$

como $I = 0$,

$$Qr dt = d(KQr) \quad (2.68)$$

$$\frac{1}{K} dt = \frac{dQr}{Qr} \quad (2.69)$$

Integrando a expressão (2.69) entre t_j e t_0 ,

$$K = \frac{t_j - t_0}{\ln \left(\frac{Qr(t_j)}{Qr(t_0)} \right)} \quad (2.70)$$

Caso não se disponha do hidrograma observado, SABOL(1988) propõe a relação empírica:

$$\frac{t_c}{K} = 1,46 - 0,0867 \frac{L^2}{A_T} \quad (2.71)$$

Na qual:

t_c em horas

L em quilômetros

A_T em quilômetro quadrado

b – Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS

O método do “Soil Conservation Service” considera que o hidrograma unitário apresenta a forma de um triângulo.

A área do hidrograma é igual ao volume precipitado,

$$\frac{q_p t_b}{2} + \frac{q_p t_a}{2} = V_u \quad (2.71)$$

Na qual:

t_a e t_b em horas

q_p em metros cúbicos por segundo

Vazão(m^3/s)

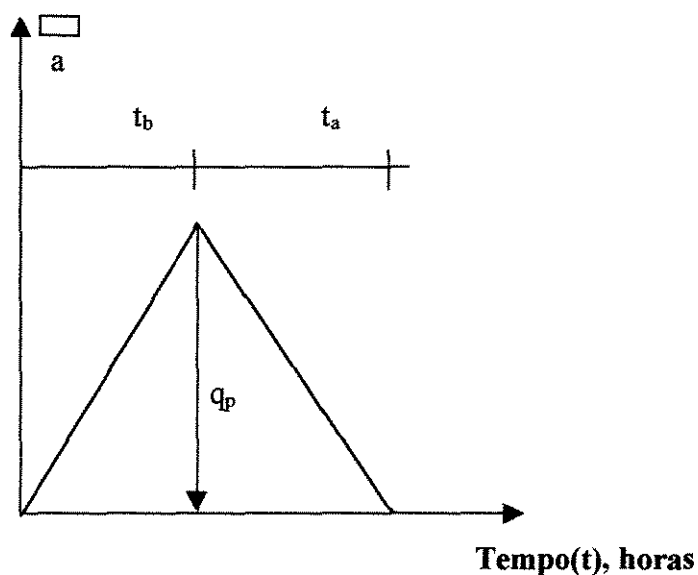


Figura 2.20 – Hidrograma triangular SCS, (MARCELLINI, 1994)

$$q_p = \frac{2V_u}{t_b + t_a} \quad (2.72)$$

Na qual:

V_u em metros cúbicos

$$\text{Sendo } t_a = H t_b \quad (2.73)$$

Sendo H um coeficiente para a bacia em estudo. Com base em observação de diversas bacias, o SCS adota 1,67 como valor médio de H .

Substituindo (2.73) em (2.72), obtém-se:

$$q_p = \frac{2V_u}{(H+1)t_b} \quad (2.74)$$

Para uma precipitação de 1cm, a vazão de pico será

$$q_p = \frac{\delta A_T V_u}{t_b} \quad (2.75)$$

Na qual:

δ é constante de transformação de unidade. Para $H = 1,67$, $\delta = 2,08$.

O tempo de ascensão, contado a partir do início da precipitação, é igual a:

$$t_b = \frac{t_e}{2} + t_r \quad (2.76)$$

Na qual:

t_b , t_e e t_r em horas.

Da mesma forma, o SCS recomenda que o tempo de retardo, t_r , seja adotado como:

$$t_r = 0,6 t_c \quad (2.77)$$

Na qual:

t_c em horas.

Para se obter um hidrograma curvilíneo a partir do hidrograma triangular, o SCS apresenta um gráfico adimensional conforme tabela (2.12)

Como o método do SCS não leva em consideração a translação e o amortecimento do escoamento superficial na bacia hidrográfica, sua aplicação é recomendada apenas para pequenas bacias.

Quadro 2.12 – Hidrograma unitário triangular adimensional do SCS, (MARCELLINI, 1994)

t/t_b	q/q_b	t/t_b	q/q_b	t/t_b	q/q_b	t/t_b	q/q_b
0,0	0,00	0,7	0,77	1,4	0,75	2,6	0,13
0,1	0,02	0,8	0,89	1,5	0,66	2,8	0,098
0,2	0,08	0,9	0,97	1,6	0,56	3,0	0,075
0,3	0,16	1,0	1,00	1,8	0,42	3,5	0,036
0,4	0,28	1,1	0,98	2,0	0,32	4,0	0,018
0,5	0,43	1,2	0,92	2,2	0,24	4,5	0,009
0,6	0,60	1,3	0,84	2,4	0,18	5,0	0,004

c – Método de Santa Bárbara

O método de Santa Bárbara admite que o hidrograma de cheia , ou hidrograma de saída de uma bacia, pode ser obtido através do transporte de um hidrograma de entrada instantâneo, considera-se ainda, a existência de um reservatório linear imaginário cuja constante linear é o tempo de concentração da bacia.

Outra consideração feita pelo método é que o hidrograma instantâneo de entrada é representado pela chuva efetiva, multiplicado pela área da bacia e dividida pelo intervalo de tempo dt .

$$I'(t) = \frac{P_e(t)A_T}{dt} \quad (2.78)$$

Na qual:

$I'(t)$ em metros cúbicos por segundo;

$P_e(t)$ em milímetros;

A_T em metros quadrados;

dt em segundos.

Admitindo-se que a constante de armazenamento do reservatório seja igual ao tempo de concentração;

$$t_c = \frac{dV}{Q(2) - Q(1)} \quad (2.79)$$

Na qual:

t_c em horas;

dV em metros cúbicos;

$Q(1)$ e $Q(2)$ em metros cúbicos por hora.

Aplicando-se a equação da continuidade ao reservatório, obtém-se:

$$dV = t_c (Q(2) - Q(1)) = \left(\frac{I'(1) + I'(2)}{2} \right) dt - \left(\frac{Q(1) + Q(2)}{2} \right) dt \quad (2.80)$$

Admitido-se:

$$K = \frac{dt}{2t_c + dt} \quad (2.81)$$

Substituindo-se (2.81) em (2.80):

$$Q(2) = Q(1) + K[I'(1) + I'(2) - 2Q(1)] \quad (2.82)$$

Esta expressão permite o cálculo da vazão no instante t ; conhecida a vazão no instante anterior, o hidrograma de entrada e o tempo de concentração. O intervalo de tempo dt , normalmente é adotado como:

$$dt \leq \frac{1}{t_c} \quad (2.83)$$

3.5 – Tempo de Concentração

O tempo de concentração é o tempo que o escoamento leva para ir do ponto hidráulicamente mais distante da bacia para a seção de estudo. O tempo de concentração é a soma de todos os tempos de viagem (travel time) para componentes consecutivos do sistema de drenagem.

O tempo de concentração influencia o formato e o pico do hidrograma de escoamento. A vazão de projeto na seção de controle considerada, tem seu valor máximo para chuvas com durações iguais ou superiores ao tempo de concentração

Com a urbanização verifica-se uma diminuição nos valores do tempo de concentração e um aumento no pico de descarga.

3.5.1 Fatores que afetam o tempo de concentração e o tempo de viagem

a – Rugosidade da superfície

A urbanização aumenta a velocidade de escoamento, pois o escoamento flui por ruas, sarjetas e galerias com maior velocidade.

b – Forma do canal e padrão de escoamento

Em bacias pequenas e não urbanizadas, boa parte do tempo de viagem é resultante do escoamento superficial das áreas a jusante. A urbanização reduz o comprimento do escoamento superficial, levando as vazões para o canal o mais breve possível e desde que o projeto do canal tenha características hidráulicas eficientes, a velocidade de escoamento cresce e o tempo de viagem decresce.

c - Declividade

A declividade pode crescer ou decrescer com a urbanização, dependendo da geometria de lançamento das ruas e do projeto dos sistemas de drenagem. De modo geral a declividade aumenta quando os canais se tornam mais retos e diminui quando o escoamento flui por sistemas de drenagem e sarjetas.

3.5.2 – Cálculo do tempo de concentração

As fórmulas para obtenção do tempo de concentração são originadas de estudos experimentais de campo ou laboratórios, devendo ser aplicadas em condições semelhantes para as quais foram determinadas.

KIBLER (1982) adverte que a determinação do tempo de concentração através de fórmulas empíricas está sujeito a imprecisões e incertezas que se devem ao tipo de escoamento que a fórmula representa. Três são os tipos de escoamento: escoamento de superfície, escoamento em canais naturais e o escoamento em galerias e canais artificiais

a – método do SCS – Método Cinemático

A água escoar pela bacia como: escoamento lâminas, escoamento superficial concentrado, escoamento em canal aberto ou a combinação destes. O tipo que ocorre é função do sistema de transporte e é melhor determinado pela inspeção de campo.

O tempo de viagem é o quociente entre o comprimento do talvegue e a velocidade do escoamento

$$t_t = \frac{L}{3600V} \quad (2.84)$$

Na qual:

t_t em horas;

V em metros por segundo;

L em metros

O tempo de concentração é a soma dos vários valores de t_t para os diversos segmentos do talvegue.

$$t_c = t_{t1} + t_{t2} + \dots + t_{tm} \quad (2.85)$$

Na qual:

m é o número de segmentos de talvegue

- **escoamento laminar**

O escoamento laminar é o escoamento que ocorre acima da superfície plana e que usualmente ocorre nas nascentes dos córregos. Com o escoamento laminar o valor da fricção (n Manning) é um coeficiente de rugosidade efetiva que inclui o efeito do impacto das gotas de chuva, o arrasto sobre a superfície plana, obstáculos como lixo, restos de colheita e pedras; e erosão e transporte de sedimentos.

Para escoamentos lâmina a menos de 99 metros utiliza-se a solução cinemática de Manning:

$$t_t = \frac{0,007(nL)^{0,8}}{(P_2)^{0,5} s^{0,4}} \quad (2.86)$$

Na qual:

t_t em horas;

L em metros;

P_2 em polegadas;

s em pés por pés

Quadro 2.13 – Coeficiente de rugosidade para escoamento lâmina (TR55, 1986)

DESCRIÇÃO DA SUPERFÍCIE	n
Superfícies lisas(concreto, asfalto)	0,011
“Fallow”	0,05
Solos cultivados	
Cobertura residual menor 20%	0,06
Cobertura residual maior 20%	0,17
Gramma	
Gramma curta	0,15
Gramma densa	0,24
“Bermudagrass”	0,41
Range(natural)	0,13
Arvores	
Baixa densidade	0,40
Alta densidade	0,80

- **Escoamento superficial concentrado**

Acima de um máximo de 99 metros, o escoamento de lençol usualmente torna-se escoamento superficial concentrado. A velocidade média é função da declividade do curso d'água e do tipo de canal:

Não revestido

$$V = 16,1345 s^{0,5} \quad (2.87)$$

Revestido

$$V = 20,3282s^{0,5} \quad (2.88)$$

Na qual:

s em m/m.

V em m/s

As velocidades médias assim obtidas são lançadas na equação (2.84) para determinação do tempo de viagem.

Canal aberto

A equação de Manning pode ser usada para estimar a velocidade média do escoamento

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (2.89)$$

Na qual:

R em metros;

s em metro por metro;

V em metros por segundo

As velocidades médias assim obtidas são lançadas na equação (2.84) para determinação do tempo de viagem

b - Fórmula de Kirpich

$$t_c = 39,89 L^{0,77} S^{-0,385} \quad (2.90)$$

Na qual:

t_c em minutos;

L em metros;

S em metro por metro

Esta equação foi desenvolvida com dados de sete bacias pequenas e rurais com declividade média variando de 3 a 10% e áreas até 0.5km²

c – Fórmula do Califórnia Culverts Practice

$$t_c = 57 L^{1,155} H^{-0,385} \quad (2.91)$$

Na qual:

t_c , L e H em minutos;

A fórmula do Califórnia Culverts Practice é a fórmula de Kirpich desenvolvida para pequenas bacias em áreas montanhosas da Califórnia.

d – Fórmula de Dooge

$$t_c = 21,88 A_T^{0,41} S^{-0,17} \quad (2.92)$$

Na qual:

t_c em minutos;

A_T em quilômetros quadrados

S em metro por metro.

Esta fórmula foi determinada com dados de 10 bacias rurais da Irlanda com áreas variando de 140 a 930km². Aplicáveis a bacias médias e escoamento predominante em canais

e – Fórmula da Onda Cinemática

$$t_c = 441(n L)^{0,6} S_m^{-0,3} i^{-0,4} \quad (2.93)$$

Na qual:

n é o coeficiente de escoamento de Manning

t_c em minutos;

L em metro;

S_m em metro por metro;

i em milímetro por hora.

Esta fórmula foi obtida a partir das equações de onda cinemática aplicada a superfície e admitindo-se a chuva com intensidade constante. É adequada para bacias muito pequenas em que o escoamento de superfície predomine.

f – Fórmula da Federal Aviation Agency

$$t_c = 103(1,1 - C) L^{0,50} S^{-0,33} \quad (2.94)$$

Na qual:

C – coeficiente de escoamento superficial do método Racional, adimensional;

t_c em minutos

L em metro;

S em metro por metro.

Esta equação foi desenvolvida para aeroportos onde predomina o escoamento de superfície

g – Fórmula do SCS – “Lag fórmula”

$$t_c = 34,2 L^{0,8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0,7} S_m^{-0,5} \quad (2.95)$$

Na qual:

t_c em minutos;

S_m em porcentagem;

L em metro.

Esta fórmula foi desenvolvida em bacias rurais com áreas de até 8 km². Reflete o escoamento da superfície

3.6 – Caracterização das bacias

A bacia contribuinte de um curso d'água ou bacia de drenagem, é a área receptora da precipitação que alimenta parte ou todo o escoamento do curso d'água e de seus afluentes.

Os estudos hidrológicos da bacia compreendem sua fisiografia, geomorfologia, geologia e hidrometria. Para uma pequena bacia de drenagem, os caudais são principalmente influenciados pelas condições climáticas da localidade, físicas do solo e da cobertura sobre a qual o homem tem algum controle; assim, no seu estudo hidrológico é dada maior atenção a própria bacia. Para uma bacia grande, o efeito do armazenamento no leito do curso d'água torna-se muito pronunciado, de tal modo que nela predomina o estudo hidrológico do curso d'água efetuando-se medidas diretas dos caudais em pontos pré-determinados e estudos estatísticos das vazões (WILKEN, 1978).

A classificação da bacia em grande ou pequena não deve estar unicamente atrelada ao seu tamanho, mas principalmente a sensibilidade da bacia às chuvas de diferentes intensidade e durações e principalmente o efeito do escoamento superficial no caudal.

3.6.1 – Características físicas

- **Individualização da bacia**

A individualização da bacia é feita pelo traçado, em planta, dos divisores de água ou espigões. Para tanto, são utilizados plantas com altimetria em escalas adequadas, dependendo do tipo da bacia.

Para bacias urbanas, recomenda-se a utilização de plantas na escala 1:5.000 ou ainda na escala 1:2.000, dependendo do nível de detalhamento pretendido. O uso de plantas na escala 1:10.000 pode ser interessante para bacias com área de contribuição acima de 100 ha, pois facilita o trabalho de planimetria.

Depois de traçados os espigões, na planta topográfica, são obtidas as áreas da bacia e das sub bacias com o uso de planímetros ou através de métodos computacionais.

- **Declividade média do curso d'água**

A declividade média do curso d'água, para um perfil côncavo longitudinal, pode ser calculada empregando-se a fórmula:

$$\bar{S} = \frac{(P'_0 + P'_1)l_1 + (P'_1 + P'_2)l_2 + \dots + (P'_{n-1} + P'_n)l_n}{L^2} \quad (2.96)$$

Para o perfil convexo, a declividade média seria:

$$\bar{S} = \frac{(P'_1 l_1) + (P'_1 + P'_2)l_2 + \dots + (P'_{n-1} + P'_n)l_n}{L^2} \quad (2.97)$$

A declividade média pode ser obtida graficamente, a partir do perfil verdadeiro do álveo. Traça-se uma linha a qual determine a igualdade de áreas positivas e negativas do perfil natural, intersectado pela linha do perfil médio ponderado (linha de melhor aderência).

- **Declividade média da bacia**

As bacias hidrográficas apresentam relevos diferenciados. O relevo é um dos principais fatores que afetam a formação das cheias, pois influenciam o regime de infiltração e de perdas por armazenamento nas depressões. Quanto menor for a inclinação do relevo, maior sua influência nas perdas de água.

A determinação da declividade média da bacia pode ser feita pelo método da grelha. Uma planta altimétrica da bacia é coberta com papel transparente onde são traçadas linhas de uma grelha retangular com malha quadrada. As quadrilhas da grelha deverão ter 4cm de lado o que corresponde as distâncias de : 40m na escala 1:1.000; 80m na escala 1:2.000; 200m na escala 1:5.000; 400m na escala 1:10.000 e 80m na escala 1:20.000.

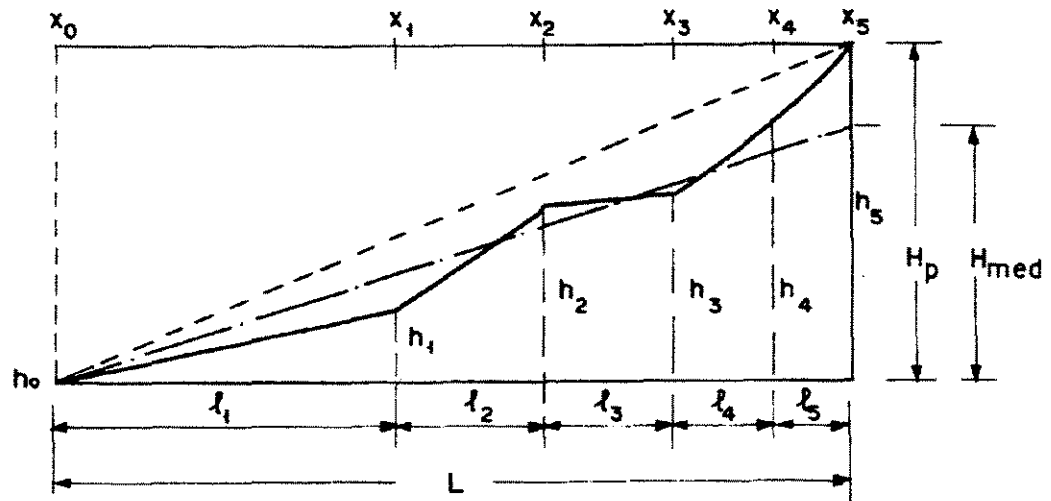


Figura 2.21 – Formas típicas de perfil de álveos e linha de melhor aderência (WILKEN, 1978)

3.6.2 – Uso e ocupação do solo

“A ocupação do meio físico através da expansão urbana tem revelado problemas de relativa gravidade em função da falta de conhecimento dos fatores fisiográficos, que regem o comportamento e a resposta desse componente ambiental frente à ocupação. A ocupação e colonização, na maioria das vezes, feitas de forma desordenada, deflagram processos erosivos, que são comandados por diversos fatores naturais relacionados às características do clima, do relevo, do solo e da cobertura vegetal.” (TUCCI, 1995).

As características do meio físico; geomorfologia, geologia e geotécnica; devem governar o processo de ocupação do solo. A adequada ocupação do solo pode ser instituída por meio de uma legislação municipal que poderá definir a zoneamento do uso do solo, normas para aprovação de arruamentos e loteamentos, etc..

4 – Coleção de Dados e Instrumentação

A hidrologia trabalha com parâmetros que entram no fenômeno do ciclo da água no meio ambiente. Para simplificar o processo de aquisição e manipulação dos parâmetros trabalha-se com um sistema hidrológico bem definido, a bacia hidrográfica.

Os parâmetros hidrológicos podem ser divididos em três categorias:

- Parâmetros climáticos – precipitação, evapotranspiração entre outros.
- Parâmetros hidráulicos – descargas líquidas e sólidas
- Parâmetros característicos do meio físico – geologia, topografia, solos, vegetação, urbanização, etc..

Em termos de recursos hídricos, as precipitações e as descargas são os principais parâmetros de entrada e saída, respectivamente, do sistema, daí a importância da aquisição e avaliação destes parâmetros. Vale salientar que os dados obtidos através de medidas devem apresentar consistência, portanto os dados obtidos devem ser processados e sempre que necessário corrigidos e gerados.

4.1 – Dados pluviométricos

Como já foi citado no item 3.1.2, existem duas maneiras de se obter os dados de precipitação: pontualmente por intermédio de pluviômetros e/ou pluviografos e espacialmente por intermédio de radares.

O processamento dos dados adquiridos pode ser feito de duas maneiras:

- Quando obtidos por suporte eletrônico o processamento é direto com o uso de um computador.
- Quando obtidos em suporte de papel são tratados manualmente ou semi-automaticamente através do uso de mesas digitalizadoras.

4.2 – Dados de descarga

Procura-se estabelecer uma relação entre a altura do nível d'água e a vazão (curva chave). O conhecimento desta relação substitui a medição contínua das vazões por medições contínuas de nível d'água.

A definição do nível d'água pode ser feita pela colocação de réguas verticais as quais devem ser observadas e lidas regularmente, pelo menos uma vez ao dia. A associação das réguas a um aparelho automático denominado linígrafo, permite a obtenção contínua dos níveis d'água ao longo do tempo, principalmente dos eventos de curta duração.

A implantação de uma estação fluviométrica, sempre que possível, deve obedecer alguns princípios:

- A estação deve estar posicionada em um trecho reto do rio;
- Ter uma seção transversal onde a velocidade do fluxo é estável para qualquer cota;
- A jusante é sempre desejável apresentar uma seção de controle estável, caso não exista pode ser construída.

Na maioria das vezes estas condições não são disponíveis e a escolha da estação obedece a outros parâmetros como:

- Facilidade de acesso
- Obras projetadas
- Existência de uma ponte de onde podem ser feitas as medições

5 – Modelo ABC4

O modelo ABC4 destina-se a determinação de hidrogramas de cheia executando ainda, outras funções relativas aos projetos de macro drenagem. Sua aplicação é voltada

para bacias de médio porte, para os casos em que o método racional não se aplica (áreas de drenagem de 500 a 1000 Km²)

As restrições do modelo são as mesmas listadas na Teoria do Hidrograma Unitário uma vez que se baseia nela. São elas:

1. A chuva de projeto deverá ser uniformemente distribuída por toda área da bacia. Caso isto não ocorra, a bacia deverá ser fragmentada em s com precipitações diferentes;
2. O efeito do armazenamento nos canais não deve ser significativo;
3. Deverá ser levado em conta o efeito da variação da intensidade da chuva de projeto ao longo do tempo.

O programa ABC4 é composto de cinco módulos cada um composto de conjunto de partes que se relacionam funcionalmente. Os cinco módulos são:

Módulo 1 – Dados da bacia – É o módulo de entrada de dados da bacia. Os dados solicitados são:

- a – área da bacia;
- b – “Curve Number”;
- c – fração impermeabilizada da bacia;
- d – fração impermeabilizada diretamente conectada à rede de drenagem;
- e – tempo de concentração.

Módulo 2 – Precipitação – Reúne todas as funções à determinação da precipitação de projeto:

- a – entrada via teclado/arquivo do ietograma de projeto;
- b – determinação do ietograma através de relações intensidade-duração-frequência;
- c – cálculo da chuva excedente por Horton, Green-Ampt, Soil Conservation Service e pelo índice Fi.

Módulo 3 – Hidrogramas – este módulo são executadas as funções relativas aos hidrogramas. São elas:

- a- entrada via teclado/arquivo do hidrograma de cheia;
- b- geração do hidrograma de cheia pelos métodos Santa Bárbara, Clark e Soil Conservation Service;
- c- somatória de hidrogramas;
- d- determinação das características do hidrograma.

Módulo 4 – Amortecimento –este módulo é possível calcular o amortecimento em canais (método de Muskingum) e reservatórios.

Módulo 5 – Utilitários – este módulo permite a execução de rotinas auxiliares como por exemplo, acesso ao sistema operacional, processador de texto, gerenciador de arquivos, etc.

6 – Escoamento em sarjetas

WILKEN (1978) listou como fatores que deveriam ser levados em conta nos estudos de captação e esgotamento de águas pluviais o tráfego de veículos, o valor das propriedades sujeitas a danos por inundação, o tráfego de pedestre, tipo de obra a ser executada, profundidade da galeria para drenar propriedades lindeiras, espaço disponível no subsolo, entre outros. Contudo a construção de galerias que comportem a totalidade de caudal pluvial previsto é economicamente inviável, assim sendo, supõe-se que parte das águas pluviais escoem superficialmente, pela sarjeta, antes de ser captada e conduzidas pelas tubulações e/ou canais abertos. A eficiência de um sistema de drenagem esta diretamente relacionado a precisão em que as vazões das sarjetas são determinadas. A determinação das vazões das sarjetas devem ser feitas em função das características hidráulicas das mesmas, bem como, da capacidade de esgotamento das bocas de lobo que varia de acordo com seu tipo, dimensão e localização.

6.1 – Cálculo da capacidade de vazão da sarjeta

6.1.1 – Método de Izzard

O cálculo da vazão da sarjeta pode ser feito empregando-se a fórmula de Manning. Considerando a seção da sarjeta indicada na figura 2.22.

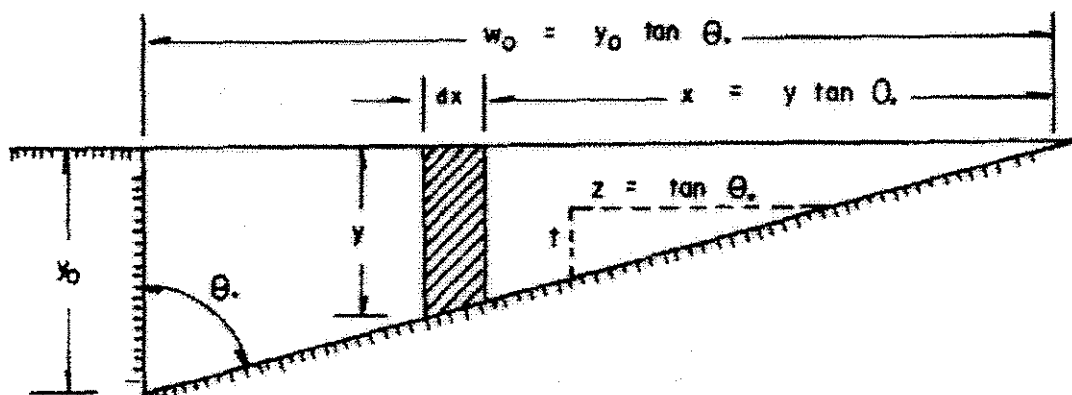


Figura 2.22 – Seção de sarjeta, (WILKEN, 1978)

Pela equação da continuidade a vazão da faixa elemental de espessura dx e altura y é:

$$dQ = Vydx \quad (2.101)$$

Usando a fórmula de Manning e desprezando o perímetro molhado correspondente a face da guia, com o uso desta hipótese o raio hidráulico será igual a y , então:

$$dQ = \frac{y^{2\frac{1}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n} y dx \quad (2.102)$$

Ou:

$$dQ = \frac{y^{5/3} I^{1/2}}{n} dx \quad (2.103)$$

Integrando-se de 0 a y_0 :

$$Q_0 = \int_0^{y_0} y^{5/3} \frac{I^{1/2}}{n} dx \quad (2.104)$$

Sendo $x = \tan \theta_0$, tem-se:

$$dx = \tan \theta_0 dy \quad (2.105)$$

$$z = \tan \theta_0 \quad (2.106)$$

substituindo-se (2.105) e (2.106) em (2.104) tem-se:

$$Q_0 = \int_0^{y_0} y^{5/3} \frac{I^{1/2}}{n} z dx \quad (2.107)$$

Resolvendo a equação (2.107) tem-se:

$$Q_0 = 0,375 y_0^{8/3} z \frac{I^{1/2}}{n} \quad (2.108)$$

Da qual obtém-se:

$$y_0 = 1,445 \frac{1}{z^{3/8}} \left(\frac{Q_0}{I^{1/2}/n} \right)^{3/8} \quad (2.109)$$

$$V_0 = 0,958 \frac{1}{z^{1/4}} \left(\frac{I^{1/2}}{n} \right)^{3/4} Q_0^{1/4} \quad (2.110)$$

III - METODOLOGIA

1 – Introdução

Para alcançar o objetivo proposto, foram instrumentadas duas bacias experimentais, com diferentes características de uso do solo, e a obtenção sistemática de dados de chuva, vazão e das características físicas das bacias. Foi realizado um estudo comparativo dos hidrogramas de cheias, obtidos através dos parâmetros experimentais, com os hidrogramas observados. O método utilizado para determinação do hidrograma de cheia foi o do “Soil Conservation Service”, SCS, através do modelo ABC4.

Para a realização deste estudo, a metodologia preconizada foi aplicada em duas bacias hidrográficas urbanas para o município de Campinas. Foram instalados e instrumentados com linígrafo e réguas linimétricas dois postos fluviométricos; posto de montante na Praça Ralph Stettinger e posto de jusante no Correio Popular. No posto de montante, foi ainda instalado um equipamento para medição pontual das velocidades da lâmina d’água, denominado de Flo-Tote.

Foram instalados ainda, três pluviógrafos em pontos adequadamente escolhidos de forma a permitir o estudo da distribuição das precipitações nas bacias em estudo (Anexo I).

As duas bacias escolhidas, pertencentes a bacia do Ribeirão Anhumas, e apresentam alto grau de impermeabilização, abrangendo inclusive a região central da cidade, além de possuírem diferentes tipos de uso do solo como, loteamentos populares, áreas comerciais, loteamentos de alto padrão e/ou condomínios e áreas ainda não parceladas, mas com alto potencial de ocupação. Na figura 4.1 são mostradas as duas bacias em estudo.

Para a obtenção dos hidrogramas, nos dois postos fluviométricos, foram realizadas medições de velocidade com o uso de molinete e estabelecida a curva cota-vazão em cada um dos postos fluviométricos. Cada posto fluviométrico, apresentava seção transversal estável e conhecida. A princípio, cada seção foi dividida em dez verticais e procurou-se obter, para cada vertical, as velocidades do fluxo d'água para os pontos localizados a 0,2h e 0,8h no caso de lâminas d'água acima de 1,00m e 0,6h no caso de lâminas d'água abaixo de 1,00m, onde h é a altura total da lâmina d'água. Devido a grande dificuldade e alto risco que as medições em pequenas bacias urbanas apresentam, em consequência da rapidez das enchentes, grandes vazões, alta velocidade e grande quantidade de detritos; as medições foram restritas a um número limitado de seções, iniciando-se sempre pela seção central e alternando-se seções a direita e a esquerda, a medida do possível.

Também foi utilizada a metodologia proposta por MINEI e SOUZA (1999), obtendo-se os dados de velocidade para uma única vertical, a de maior profundidade, chamada de vertical característica.

Para o posto de montante, nas lâminas mais altas, onde não foram possíveis as medições com molinete, as mesmas foram feitas com o uso de flutuadores. Foi escolhido um trecho retilíneo de canal, com dimensão conhecida e que não apresentava degraus. Para este trecho do canal, foi determinado o tempo necessário para um flutuador percorrer esta distância (foi usado como flutuador, bolas feitas de jornal, compactas e com diâmetro de aproximadamente dez centímetros e garrafas plásticas de refrigerantes); os tempos foram obtidos para diversas alturas de lâmina d'água.

As velocidades pontuais da vertical característica (método de MINEI e SOUZA, 1999) e superficiais (flutuadores) foram convertidas em velocidades médias multiplicando-se os valores medidos pelo fator 0,9.

2 – Caracterização das bacias experimentais e medições de vazão

Um dos objetivos foi estudar os parâmetros hidrológicos da bacia, declividade média da bacia, número da curva de escoamento superficial ("curve number"),

coeficiente de escoamento superficial, de tal forma a permitir uma melhor caracterização destas bacias e que tornem mais confiáveis as quantificações das vazões máximas pelos modelos. Para tanto, foram identificados e quantificados os tipos de cobertura do solo existente, sua evolução no tempo e distribuição espacial. Estes estudos foram feitos partir da comparação do levantamento aero-fotogramétrico de 1982 e fotos aéreas de 1994 e dos valores de áreas de terreno e de construções existentes no Plano Diretor do Município de Campinas de 1995.

O estudo foi feito por amostragem a partir da definição de células básicas de dimensões 200,0m x 200,0m e que representavam de forma estatística todos os tipos de ocupação da bacia em estudo. Após a definição das células básicas, nos levantamentos aero-fotogramétricos de 1982, foram levantados os seguintes dados: áreas de passeios e ruas, áreas de praça, números de árvores. Os dados assim levantados, foram extrapolados para a área da bacia que apresentavam mesmas características de ocupação de cada célula básica.

Os dados referentes a área total de lotes e área total de construções das décadas de 70, 80 e parte de 90, para os diferentes tipos de uso, foram agrupados e correlacionados por uma curva de tendência.

Para definição de uma relação entre a densidade populacional e a urbanização da bacia, a partir da metodologia de STANKOWSKI (1972), foram utilizados os dados de áreas de construções e correspondentes dados censitários constantes do plano diretor de 1995.

2.1 – Sub bacias experimentais e sarjetas

Para diferentes tipos de uso do solo, foram definidas sub bacias com área de drenagem, percentual de área impermeável e declividade média conhecidas, onde foram realizadas medições da largura e altura da lâmina d'água na sarjeta, produzida por determinada precipitação, também medida com auxílio de um pluviômetro portátil. Com isso, foi possível definir o escoamento superficial produzido por aquele tipo de ocupação e

determinar o número da curva de escoamento superficial, CN , e o coeficiente de escoamento superficial, C , para cada sub bacia.

Para aferir maior precisão na determinação dos coeficientes descritos no parágrafo anterior, primeiramente foram definidos os coeficientes de rugosidade da sarjeta e sarjeta/pavimento, através de ensaios utilizando-se flutuadores. A definição do perímetro molhado e velocidade da água, para uma vazão previamente conhecida liberada em uma seção padrão, com declividade longitudinal e transversal também conhecidas, permitiu o cálculo dos coeficientes de rugosidade de Manning, através do uso da teoria de Izzard.

Para a obtenção de uma vazão conhecida, foram utilizados:

- 1) dois caminhões pipa, cuja vazão de saída, foi previamente determinada para três níveis distintos;
- 2) a vazão de um hidrante, previamente conhecida;
- 3) vazão do hidrante associada a vazão de uma caminhão do corpo de bombeiros “dilúvio”.

A partir dos tempos medidos e das características geométricas medidas, para quatro locais distintos, foi possível a definição do coeficiente de rugosidade de Manning (concreto e concreto/pavimento) para as sarjetas, pois, segundo o trabalho de Izzard (1959), para o cálculo das vazões, em sarjetas, é empregada a fórmula de Manning desprezando-se o perímetro molhado correspondente a face da guia.

Com o coeficiente de rugosidade de Manning médio obtido, a partir de precipitações conhecidas e do perímetro molhado de área molhada da sarjeta, foi possível definir o coeficiente de escoamento superficial e o CN , para cada sub bacia com características específicas de cobertura de solo, e comparar os valores medidos com os valores disponíveis na bibliografia ou obtidos através de fórmulas empíricas.

3 – Chuva de projeto

Inicialmente, foi analisada a distribuição temporal das precipitações para o município, através da análise de 20 anos de dados de precipitação do pluviógrafo da Fazenda Santa Elisa do IAC - Instituto Agronômico de Campinas.

O método de Huff, devido a facilidade de aplicação e experiências em outras cidades brasileiras, foi utilizado para a definição da distribuição temporal padrão.

Para a análise da distribuição espacial das precipitações, foram utilizados os dados dos três postos pluviométricos, instalados na bacia em estudo. A metodologia utilizada para a análise, foi o método de Thiessen, pois não se verifica alterações na topografia da bacia que influencia as precipitações.

4 – Hidrograma de cheia

A partir dos dados levantados, foi calculado o hidrograma de cheia, utilizando-se o métodos de SCS, através do modelo ABC4, conforme descritos na revisão bibliográfica item 3.4.1, e em seguida, comparado ao hidrograma observados.

Uma análise procurou estabelecer o erro entre o hidrograma obtido a partir dos parâmetros da bibliografia e o hidrograma real.

5 – Uso do Solo

O crescimento urbanístico da cidade de Campinas é regido pela Lei Municipal 6031/88, que dispõe sobre o uso e ocupação do solo. Por esta legislação, o uso do solo é dividido em cinco categorias a saber: habitacional, comercial, serviços, institucional e industrial.

Cada categoria foi dividida em subcategorias que apresentam parâmetros específicos de ocupação do solo tais como: taxa de ocupação do solo, afastamento, altura máxima das edificações, recuos, coeficiente de aproveitamento, entre outros.

Baseado nas categorias e parâmetros citados, o município foi dividido em dezoito zonas de uso do solo.

- Zona 1 – zona predominantemente residencial, destinada ao uso habitacional unifamiliares e multifamiliares e complementarmente ao comércio, serviços e instituições de âmbito local.
- Zona 2 – zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional unifamiliares e multifamiliares; o comércio, serviços e instituições de âmbito local serão permitidas com restrições quanto a localização.
- Zona 3 - zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional unifamiliares e multifamiliares; o comércio, serviços e instituições de âmbito local serão permitidas com restrições quanto a localização.
- Zona 4 - zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional unifamiliares e multifamiliares; o comércio local será permitido com restrições quanto a localização.
- Zona 5 - zona predominantemente residencial, destinada ao uso habitacional multifamiliar, serão permitidos o comércio, os serviços e as instituições de âmbito local.
- Zona 6 – zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional multifamiliar; o comércio, os serviços e as instituições existentes serão toleradas.
- Zona 7 - zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional multifamiliar; o comércio, os serviços e as instituições existentes serão toleradas.
- Zona 8 – zona estritamente residencial, destinada ao uso habitacional multifamiliar e eventualmente ao uso habitacional unifamiliar; algumas categorias de serviços serão permitidas.
- Zona 9 – zona de uso misto – habitacional, comércio, de serviços e institucional.
- Zona 10 - zona de uso misto; habitacional, comércio, de serviços e institucional.
- Zona 11 – zona destinada ao uso comercial, de serviços e institucional de pequeno e médio porte.

- Zona 12 – zona destinada ao uso comercial, de serviços e institucional de médio e grande porte.
- Zona 13 - zona destinada ao uso comercial, de serviços e institucional de grande porte.
- Zona 14 – zona destinada ao uso industrial não incômodo de pequeno, médio e grande porte, e ao uso comercial, de serviços e institucional de pequeno, médio e grande porte.
- Zona 15 - zona destinada ao uso industrial não incômodo de pequeno, médio e grande porte, e complementarmente ao uso comercial, de serviços e institucional de pequeno, médio e grande porte.
- Zona 16 – zona destinada estritamente ao uso industrial específicos – distritos industriais- e ao uso comercial, de serviços e institucional de apoio.
- Zona 17 – zona destinada a área central da sede do município.
- Zona 18 – zona destinada à proteção de áreas e/ou espaços de interesse ambiental e à preservação de edificações de interesse sociocultural.

5.1 – Dados de Ocupação do solo

O plano diretor de 1995 dividiu o município em 37 áreas de planejamento que compõem as sete macrozonas de planejamento. Cada área de planejamento é composta de unidades territoriais básicas, as UTB's, que apresentam características semelhantes de uso e ocupação do solo.

As bacias hidrográficas em estudo, englobam diversas unidades territoriais básicas. São elas:

Bacia Montante: UTB's – 61 (parte), 58 (parte), 57, 56 (parte), 36 (parte) e 35 (parte)

Bacia Jusante : UTB's – 37 (parte), 36 (parte), 33 (parte) 32 (parte) e 31 (parte)

A caracterização do tipo de cobertura da bacia através do estudo comparativo do levantamento aero-fotogramétrico de 1982 com as fotos aéreas de 1994 concluiu que, como

as duas bacias de estudo apresentam urbanização consolidada, não se verificou alterações significativas nos percentuais de áreas de passeios, ruas e praças. As alterações observadas, estão relacionadas as ocupações dos lotes vagos, as áreas de telhados e consequentemente as áreas impermeáveis dos lotes.

O levantamento destas alterações, com o uso de levantamento aero-fotogramétrico e foto aérea, em escalas reduzidas, apresentam um baixo grau de precisão, contudo, na ausência de dados mais confiáveis, são aceitos.

No caso do município de Campinas, verificou-se a existência de uma fonte mais precisa de dados. O plano diretor do município, a partir dos processos de aprovação das edificações e dos loteamentos, catalogou-se diversas informações nos diferentes tipos de ocupação do solo ao longo do tempo. São elas: número de unidades habitacionais, área de construção e áreas de terrenos; divididas nas categorias: residencial horizontal, residencial vertical, comercial horizontal, comercial vertical, indústrias, galpões e barracões e boxe.

Os quadros 3.12a, 3.12b, 3.12c, 3.12d, 3.12e, 3.12f, 3.12g, 3.12h, 3.12i, 3.12j apresentam os dados de ocupação do solo referentes a cada unidade territorial básica pertencente as bacias em estudo.

O quadro 3.1 apresenta as áreas das UTB's para as bacias hidrográficas em estudo.

Quadro 3.1 – Áreas das UTB's para as bacias hidrográficas em estudo

Montante		Jusante	
UTB	Área (Km ²)	UTB	Área (Km ²)
31	0,1709	31	1,0623
35	0,6386	32	0,5920
36	0,9206	33	1,3925
37	0,5710	35	0,6386
56	0,3356	36	1,2003
57	2,3818	37	0,8507
58	1,9693	56	0,3356
61	0,6059	57	2,3818
		58	1,9693
		61	0,6059
Total	7,5937	Total	11,6582

Quadro 3.2.a - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 31

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	1.579,00	254.117,60	473.682,06	958,00	176.485,93	304.880,69	758,00	157.506,39	248.495,29	159,00	32.260,71	53.628,90	25,00	4.614,51	18.842,72	3.479,00	624.985,16	1.099.329,66
B	58,00	8.572,69	2.044,73	581,00	72.744,66	17.804,64	3.337,00	462.250,78	92.937,10	6.005,00	748.130,86	137.464,06	2.125,00	360.849,57	65.130,43	12.106,00	1.652.568,56	315.381,01
C	161,00	60.911,38	89.070,20	114,00	43.723,17	63.565,19	133,00	56.219,14	81.047,42	113,00	36.067,41	58.181,10	48,00	13.710,51	28.485,59	569,00	210.631,61	320.349,50
D	5,00	3.665,06	1.831,83	6,00	791,34	319,97	46,00	11.736,33	1.566,12	210,00	40.630,96	6.625,94	920,00	94.842,17	14.190,06	1.187,00	151.665,86	24.333,92
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	988,30	1.321,10	2,00	3.522,67	10.120,10	0,00	0,00	0,00	5,00	4.510,97	11.641,20
F	5,00	2.353,28	5.132,03	5,00	5.447,11	13.549,73	14,00	11.434,40	19.439,12	24,00	7.620,19	17.629,77	43,00	11.986,34	22.326,43	91,00	38.841,32	78.077,10
G	1,00	20,58	4,60	5,00	220,00	40,16	1.632,00	41.669,06	7.309,44	6.709,00	160.310,22	22.395,86	3.716,00	82.766,98	11.623,09	12.063,00	284.986,84	41.373,15

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.b - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 32

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	17,00	2.029,29	8.459,50	99,00	13.616,49	31.387,95	1.494,00	224.020,62	453.312,16	1.009,00	172.635,21	311.622,47	153,00	29.739,84	50.125,53	2.772,00	442.041,43	855.087,61
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	294,00	25.748,65	18.620,92	905,00	86.981,30	38.947,95	255,00	37.767,64	11.155,58	1.434,00	150.497,59	68.724,45
C	1,00	674,00	1.355,75	1,00	354,36	433,10	26,00	8.301,01	10.993,66	27,00	12.921,30	90.239,30	14,00	4.994,97	9.891,20	69,00	27.245,64	112.913,01
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	470,33	27.130,41	1,00	181,00	300,00	0,00	0,00	0,00	4,00	651,33	27.430,41
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,00	1.070,13	1.642,75	5,00	1.195,47	2.107,40	14,00	3.611,27	6.789,03	22,00	5.876,87	10.339,20
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	240,00	3.540,40	1.395,16	681,00	13.190,44	3.562,71	365,00	6.945,06	1.476,18	1.286,00	23.675,90	6.434,05

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.c - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 33

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	4,00	818,90	9.218,45	31,00	5.705,73	12.422,63	471,00	119.992,09	281.216,77	392,00	111.247,84	183.337,28	158,00	45.649,51	80.911,93	1.056,00	283.414,09	567.107,08
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,00	3.375,78	3.712,02	66,00	12.311,09	3.060,01	101,00	16.672,45	4.182,49	195,00	32.359,32	10.954,52
C	0,00	0,00	0,00	1,00	2.833,95	11.741,30	7,00	1.650,25	2.284,23	18,00	16.525,80	86.655,34	9,00	3.404,26	4.065,15	35,00	24.414,26	104.746,02
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	6.484,35	3.022,95	1,00	3.399,70	3.000,00	0,00	0,00	0,00	2,00	9.881,05	6.022,95
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	288,50	411,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	288,50	411,00
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	283,08	1.132,50	1,00	245,85	364,03	3,00	443,20	2.346,90	6,00	972,13	3.843,43
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,00	1.395,59	260,80	61,00	1.395,59	260,80

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.d - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 35

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	699,00	100.530,85	171.675,83	282,00	48.426,96	75.991,77	163,00	32.889,54	45.619,62	46,00	9.998,86	13.868,41	11,00	2.179,35	3.860,08	1.201,00	191.945,56	311.015,71
B	67,00	9.325,19	2.333,81	162,00	16.440,79	4.643,51	1.997,00	179.803,93	32.656,45	1.905,00	134.784,52	24.155,67	1.544,00	145.820,03	26.687,41	5.675,00	486.174,46	90.475,85
C	89,00	65.493,00	134.136,89	37,00	12.275,15	14.044,60	85,00	29.659,74	25.812,29	59,00	18.147,06	16.420,52	38,00	12.899,29	14.230,39	308,00	138.474,24	204.645,19
D	7,00	335,03	124,12	30,00	4.971,48	874,64	184,00	24.725,88	5.116,34	216,00	20.143,43	3.179,11	544,00	65.554,07	10.551,81	997,00	113.729,89	19.848,02
E	6,00	7.305,90	10.697,67	0,00	0,00	0,00	2,00	483,30	839,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,00	7.789,40	11.536,97
F	4,00	1.703,21	2.706,29	3,00	822,90	1.353,29	13,00	4.857,52	7.260,83	13,00	4.168,20	7.859,89	19,00	3.949,60	10.483,24	52,00	15.501,43	29.665,54
G	1,00	12,50	12,50	28,00	440,36	64,59	924,00	21.155,18	4.112,47	1.209,00	23.381,36	4.674,09	2.069,00	41.962,24	4.706,05	4.231,00	87.151,64	13.369,70

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CCT

Áreas em m2

Quadro 3.2.e - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 36

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	34,00	6.175,45	12.869,51	141,00	46.154,47	97.697,59	828,00	249.727,90	429.930,61	592,00	180.971,58	297.035,12	142,00	43.274,53	70.641,93	1.737,00	526.303,93	908.176,76
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,00	374,00	308,27	98,00	12.314,68	4.714,06	41,00	4.058,19	1.431,00	144,00	16.746,87	6.453,33
C	0,00	0,00	0,00	2,00	1.192,43	1.369,50	8,00	2.200,92	3.322,98	15,00	23.400,09	59.571,20	19,00	3.952,04	7.257,50	44,00	30.745,48	71.426,18
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	458,22	1.642,00	1,00	35,69	365,00	4,00	1.556,23	6.272,36	6,00	2.050,14	8.279,36
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	116,00	1.578,40	470,90	44,00	697,84	230,34	160,00	2.276,24	701,24

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CCT

Áreas em m2

Quadro 3.2.f - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 37

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	1.305,19	10.300,00	1,00	390,75	5.280,00	3,00	1.695,94	15.580,00
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DEPLAN/CCT

Áreas em m2

Quadro 3.2.g - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 56

tipo	até 1960			de 1961 a 1970			de 1971 a 1980			de 1981 a 1990			de 1991 a 1997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	826,00	91.266,32	196.735,29	677,00	95.471,15	197.514,25	1.112,00	177.546,39	328.266,70	302,00	53.874,09	90.839,02	49,00	9.401,93	18.178,71	2.966,00	427.559,88	831.533,97
B	1,00	780,00	833,00	34,00	2.527,08	2.983,01	438,00	39.353,63	27.823,41	1.020,00	90.269,21	21.075,06	713,00	72.991,54	17.236,53	2.206,00	205.921,46	69.951,01
C	23,00	15.076,47	39.770,40	29,00	14.358,04	28.348,29	90,00	59.317,86	103.875,99	61,00	25.157,87	55.554,23	36,00	14.279,53	33.102,58	241,00	128.189,77	260.651,49
D	0,00	0,00	0,00	2,00	11.155,41	27.232,30	1,00	3.346,58	2.424,11	2,00	5.208,32	3.764,00	184,00	1.452,94	2.928,98	189,00	34.463,23	36.349,39
E	16,00	11.722,41	19.457,13	27,00	24.757,96	34.486,15	35,00	15.964,40	21.582,69	1,00	366,50	422,00	1,00	282,60	300,00	80,00	53.093,87	76.247,99
F	8,00	5.557,57	8.643,50	15,00	7.867,29	12.358,10	26,00	12.472,73	38.502,48	19,00	6.561,58	16.783,86	27,00	5.421,06	10.003,04	95,00	37.880,23	86.290,98
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	226,00	1.422,05	2.426,62	646,00	16.437,29	2.631,55	836,00	17.658,74	2.776,82	1.708,00	35.518,08	7.834,99

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAN/AM - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.h - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 57

tipo	até 1960			de 1961 a 1970			de 1971 a 1980			de 1981 a 1990			de 1991 a 1997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	206,00	28.537,42	64.612,06	643,00	94.739,22	200.083,36	1.081,00	179.253,70	341.945,14	921,00	138.429,80	288.082,78	123,00	22.158,25	39.718,73	2.974,00	463.118,39	934.442,09
B	0,00	0,00	0,00	49,00	2.940,00	4.232,62	205,00	17.136,34	15.364,78	944,00	104.429,42	20.939,12	535,00	80.030,33	16.292,91	1.733,00	204.536,09	56.829,43
C	1,00	14.586,00	28.100,00	7,00	1.724,15	2.667,42	23,00	6.901,44	10.023,80	26,00	10.460,95	32.180,18	9,00	2.371,49	3.095,63	66,00	36.044,03	76.067,05
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	30,00	1.856,14	440,05	1,00	549,54	89,77	31,00	2.405,68	329,82
E	0,00	0,00	0,00	1,00	214,50	282,00	1,00	152,83	275,03	1,00	134,00	300,00	0,00	0,00	0,00	3,00	501,33	857,03
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	710,46	1.032,80	9,00	1.660,22	3.157,50	7,00	894,67	2.725,40	18,00	3.265,35	6.915,70
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	52,00	861,44	434,07	911,00	19.719,98	3.208,24	810,00	14.881,06	2.530,32	1.773,00	35.462,48	6.172,63

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAN/AM - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.i - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 58

tipo	até 1960			de 1961 a 1970			de 1971 a 1980			de 1981 a 1990			de 1991 a 1997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	2,00	115,00	698,94	2,00	255,01	769,00	365,00	42.755,97	98.983,01	1.519,00	187.406,00	417.465,02	676,00	89.702,84	195.511,58	2.564,00	320.234,82	713.427,55
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	434,00	39.308,30	22.226,58	72,00	7.657,92	45,36	506,00	46.966,22	22.271,94
C	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,00	1.990,72	2.485,00	26,00	651.766,00	9.323,83	18,00	4.370,08	6.522,24	51,00	12.878,46	18.331,07
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,27272,31	0,00
E	0,00	0,00	0,00	2,00	26.365,06	109.133,00	2,00	482,00	504,30	3,00	425,25	750,00	0,00	0,00	0,00	7,00	1.508,48	1.103.987,30
F	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	157,20	371,00	3,00	437,75	1.175,00	3,00	913,53	1.663,42	7,00	0,00	3.209,42
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	35.462,48	0,00

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAN/AM - DEPLAN/CTT

Áreas em m2

Quadro 3.2.j - Dados de ocupação do solo referentes a unidade territorial básica 61

tipo	até 1.960			de 1961 a 1.970			de 1971 a 1.980			de 1981 a 1.990			de 1991 a 1.997			Total		
	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno	quantidade unidade	área construção	área terreno
A	274,00	30.655,92	81.094,96	638,00	86.915,50	204.831,53	2.446,00	341.965,41	863.381,30	2.237,00	332.274,76	685.823,18	286,00	46.754,02	90.837,88	5.881,00	838.565,61	1.925.968,85
B	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	422,00	24.626,49	26.703,56	353,00	31.086,77	13.953,21	137,00	8.817,79	10.114,64	912,00	64.531,05	50.771,41
C	7,00	5.656,99	13.374,98	15,00	6.283,00	15.878,80	76,00	27.000,53	44.294,75	80,00	47.662,56	113.368,57	39,00	17.414,08	35.779,59	217,00	104.017,16	222.696,69
D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	82,15	1.800,00	0,00	0,00	0,00	1,00	82,15	1.800,00
E	2,00	4.258,14	12.166,60	1,00	85,00	262,50	37,00	20.651,83	27.799,30	5,00	4.376,45	11.333,90	1,00	286,35	365,00	46,00	29.657,77	51.927,30
F	2,00	841,00	937,00	3,00	1.216,43	2.570,20	9,00	2.928,47	5.833,30	25,00	7.292,57	19.328,32	31,00	7.118,44	13.019,76	70,00	19.396,91	41.688,58
G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	52,00	1.347,52	386,88	230,00	3.711,10	3.608,23	14,00	205,80	39,90	296,00	5.274,42	4.035,01

Fonte - Cadastro do IPTU Campinas - SEPLAMA - DIEPLAN/CT

Áreas em m2

Gabarito para tipo de imóvel

- A - Residencial horizontal
- B - Residencial vertical
- C - Comercial horizontal
- D - Comercial vertical
- E - Industrial
- F - Galpões, barracões
- G - Boxes

IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES

1 – As bacias hidrográficas

As duas bacias utilizadas no presente estudo, pertencem a bacia do Ribeirão Anhumas, cuja área total de contribuição é de 130 Km² e corta o município no seu eixo sul/norte.

A maior parte da bacia do Córrego Anhumas, está localizada sobre a depressão periférica nas unidades colinas médias e colinas amplas, e uma pequena parte localiza-se sobre o planalto Atlântico na unidade morrotes alongados paralelos. A estrutura geológica, em parte, da bacia é da era proterozóica do período pré-cambriano do complexo Amparo; ao norte da bacia encontra-se uma estrutura geológica da era paleozóica do período pré-cambriano do grupo Tubarão e formação Itararé. A estrutura pedológica predominante é o latossolo roxo, cuja principal característica é a alta porosidade.

A maior parte da área total da bacia encontra-se na área urbana e uma pequena porção na área rural.

O posto fluviométrico de montante (Praça Ralph Stettinger) escoar uma área de contribuição 7,59 km², abrangendo parte das áreas de planejamento 21, 22 e 24, pertencentes a macrozona 4, definida como área de urbanização consolidada. A bacia hidrográfica apresenta índice de conformação 0,3294 e índice de compacidade de 1,5245, declividade média de 8,3% e declividade média do talvegue de 0,0039 m/m.

O posto fluviométrico de jusante, (Correio Popular) escoar uma área de contribuição de 11,66 km²; abrangendo parte das áreas de planejamento 17, 21 e 22, pertencentes a macrozona 4, definida como área de urbanização consolidada . A

declividade média da bacia é de 7,34%, o índice de conformação da bacia é 0,3134 e o índice de compacidade é 1,0824 e a declividade média do talvegue é de 0,0024 m/m.

Na figura 4.1, estão apresentadas as duas bacias hidrográficas em estudo e a localização dos postos fluviométricos e dos pluviógrafos.

2 – Determinação da curva chave para os postos fluviométricos

A determinação da curva chave, para dois postos fluviométricos instalados, depende da obtenção de dados reais de vazão do córrego. Para tanto, foram feitas medições diretas de velocidade com correntômetro hidrométrico (molinete), marca IH, hélice nº 4-139. As medições foram feitas para as duas seções, conforme metodologia descrita no item 1, do capítulo III.

Várias foram as dificuldades encontradas para a realização destas medições. São elas:

1 – Por se tratar de um córrego urbano, a passagem da onda de cheia é extremamente rápida e simultânea à precipitação, portanto, a realização de medições nas seções determinadas implica que, a equipe que realiza as medições, esteja posicionada e o equipamento montado, antes do início da chuva. O tempo médio observado, entre o início da elevação da lâmina d' água, até atingir a cota máxima, e o retorno à cota normal, é de 40 minutos. O tempo necessário para montagem e posicionamento do equipamento é em média quinze minutos;

2 – Devido as características urbanas da bacia, as maiores lâminas observadas são decorrentes das chuvas convectivas, de rápida ocorrência e pequena área de influência. A observação visual da formação das nuvens, para este tipo de precipitação, apresenta-se como a informação mais eficiente, porém imediatista; desta forma, a equipe que realiza as medições, tem pouco tempo para mobilização e transporte até a seção de medição;

3 – As duas seções de medições são revestidas em concreto, o que garante a estabilidade das mesmas. O revestimento das seções, impõe elevada velocidade ao escoamento, aumentando sua capacidade de transporte de material em suspensão que, aliados ao grande volume de detritos, lançados nas margens dos córregos, torna a tarefa de obtenção de dados de velocidade com molinete, extremamente difícil. A enorme quantidade

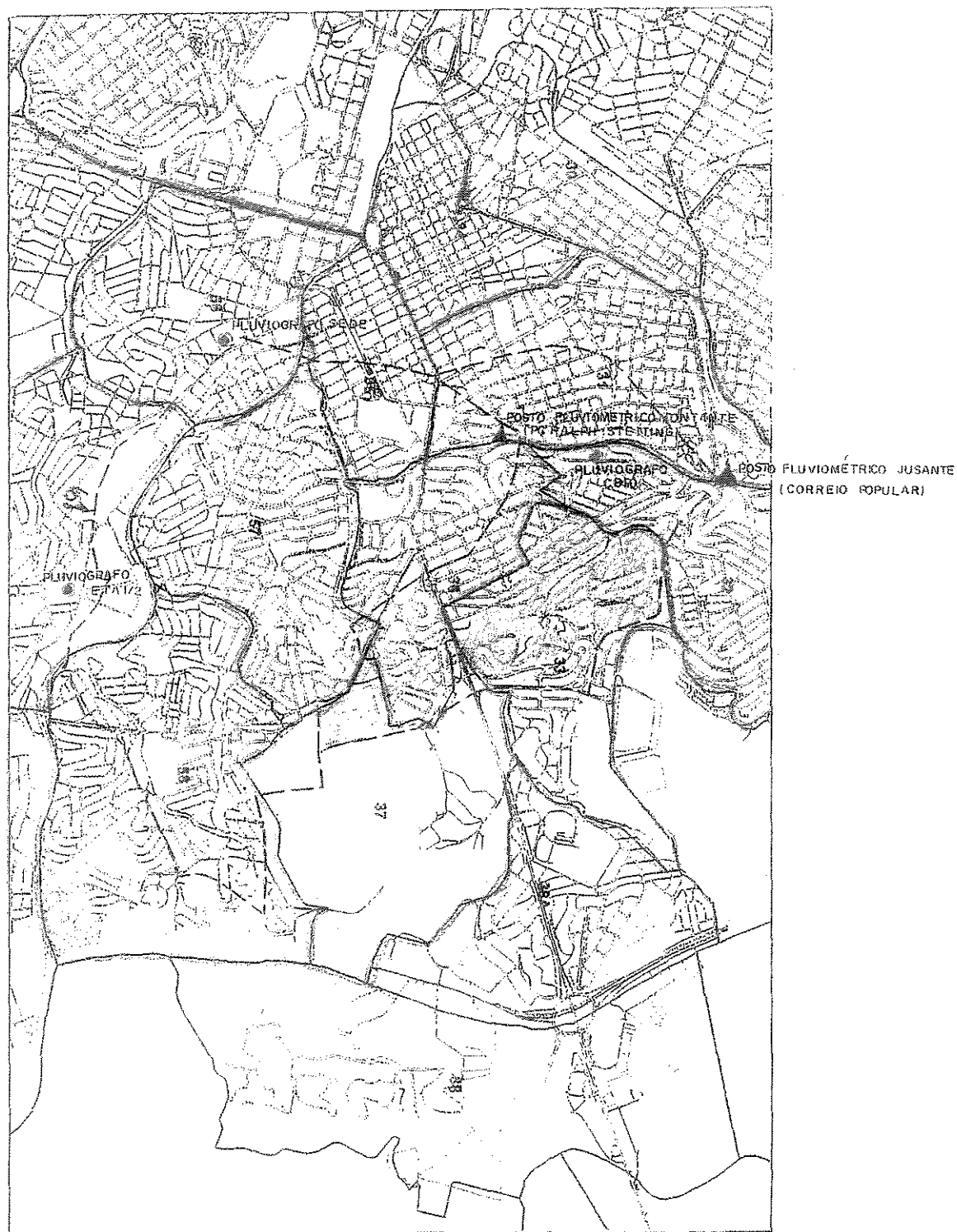


Figura 4. 1a - Bacias hidrográficas em estudo



Figura 4.1b – Bacias hidrográficas em estudo – esc 1:13.750

de detritos presos na hélice do equipamento, faz com que este tenha que ser retirado inúmeras vezes do córrego para limpeza, sem que ao menos uma medida tenha sido feita.

Este fator, combinado com a rapidez com que a onda de cheia passa pela seção de estudo, reduz o número de dados por vertical, conseguidos em cada evento;

4 – A grande quantidade de detritos, compromete a segurança de equipamento e de seus operadores, sendo que muitas vezes o equipamento tem que ser içado, para que não haja uma colisão frontal da hélice com algum objeto transportado pela enchente, que provocaria a sua quebra.

Esta situação foi vivenciada durante uma das medições, quando o molinete foi atingido por uma guarda corpo de ponte, transportado pela enchente, que provocou a quebra de sua hélice;

5 – As altas velocidades observadas, impõem ao processo, uma dificuldade maior de estabilização do molinete na vertical, obrigando com isso o uso de lastros mais pesados para as lâminas mais altas, o que dificulta o processo de medição. Para o caso em estudo, na seção de jusante, foi usado um lastro de 25 kg com bom resultado, porém para a seção de montante, este lastro não foi suficiente para estabilizar o equipamento para lâminas maiores que 0,80m. A solução para o problema, seria o uso de um lastro de 40 kg, contudo devido as dificuldades e restrições físicas, para o manuseio deste lastro, não foi possível a realização de medições com molinete, para lâminas maiores que 0,80m, na seção de montante.

Os quadros 4.1a, 4.1b e 4.2, apresentam os resultados obtidos das medições efetuadas com o molinete e flutuador para as seções de montante e jusante.

A partir das medições efetuadas, foram obtidas as vazões correspondentes pela multiplicação das velocidades médias pela área molhada da respectiva altura de lâmina d'água. A relação cota-descarga obtida foi representada pela curva chave do posto, traçada em um sistema de eixos retangulares sob a forma $h=f(Q)$, que é o padrão internacional.

As figuras 4.2a e 4.2b, são as curvas chaves dos postos de montante e jusante respectivamente.

Quadro 4.1a – Medições efetuadas com molinete – postos de montante – Praça Ralph Stettinger

Data	Hágua (m)	Hap (m)	Rotações (ud)	Tempo (s)	Seção	Altura Aparelho	rot/s	V(m/s)	Vmed(m/S)
18/11/98	0,35	0,21	44,00	60	Central	0,6h	7,33	1,96	1,96
05/12/98	0,29	0,17	41,00	60	Central	0,6h	6,83	1,83	1,83
05/12/98	0,29	0,17	43,00	60	Central	0,6h	7,17	1,92	1,92
05/12/98	0,32	0,19	63,00	60	Central	0,6h	10,50	2,81	2,81
22/03/00	0,84	0,76	903	50	Central	0,1h	18,06	4,66	4,20
22/03/00	0,84	0,76	967	50	Central	0,1h	19,34	4,99	4,49
22/03/00	0,75	0,675	519	50	Central	0,1h	10,38	2,68	2,41
22/03/00	0,72	0,65	516	50	Central	0,1h	10,32	2,67	2,40
22/03/00	0,64	0,58	404	50	Central	0,1h	8,08	2,09	1,89
22/03/00	0,60	0,54	398	50	Central	0,1h	7,96	2,06	1,85
22/03/00	0,55	0,495	473	50	Central	0,1h	9,46	2,44	2,20
22/03/00	0,49	0,44	477	50	Central	0,1h	9,54	2,46	2,22
22/03/00	0,44	0,40	323	50	Central	0,1h	6,46	1,67	1,50
22/03/00	0,42	0,38	369	50	Central	0,1h	7,38	1,91	1,72
22/03/00	0,39	0,35	384	50	Central	0,1h	7,68	1,98	1,79
22/03/00	0,39	0,35	365	50	Central	0,1h	7,30	1,89	1,70
22/03/00	0,39	0,35	362	50	Central	0,1h	7,24	1,87	1,68
22/03/00	0,39	0,35	368	50	Central	0,1h	7,36	1,90	1,71
22/03/00	0,37	0,33	328	50	Central	0,1h	6,56	1,70	1,53
22/03/00	0,37	0,33	331	50	Central	0,1h	6,62	1,71	1,54
22/03/00	0,34	0,31	330	50	Central	0,1h	6,60	1,71	1,54
22/03/00	0,34	0,31	340	50	Central	0,1h	6,80	1,76	1,58
22/03/00	0,34	0,31	351	50	Central	0,1h	7,02	1,81	1,63
22/03/00	0,33	0,30	363	50	Central	0,1h	7,26	1,88	1,69
22/03/00	0,32	0,29	362	50	Central	0,1h	7,24	1,87	1,68
22/03/00	0,32	0,29	355	50	Central	0,1h	7,10	1,83	1,65
22/03/00	0,32	0,29	337	50	Central	0,1h	6,74	1,74	1,57
22/03/00	0,32	0,29	326	50	Central	0,1h	6,52	1,69	1,52
22/03/00	0,31	0,28	320	50	Central	0,1h	6,40	1,65	1,49
22/03/00	0,31	0,28	308	50	Central	0,1h	6,16	1,59	1,43
22/03/00	0,3	0,27	313	50	Central	0,1h	6,26	1,61	1,46
22/03/00	0,3	0,27	315	50	Central	0,1h	6,30	1,63	1,47
22/03/00	0,29	0,26	317	50	Central	0,1h	6,34	1,64	1,47
22/03/00	0,29	0,26	325	50	Central	0,1h	6,50	1,68	1,51
22/03/00	0,29	0,26	323	50	Central	0,1h	6,46	1,67	1,50
22/03/00	0,25	0,225	323	50	Central	0,1h	6,46	1,67	1,50
22/03/00	0,25	0,225	329	50	Central	0,1h	6,58	1,70	1,53
22/03/00	0,24	0,22	306	50	Central	0,1h	6,12	1,58	1,42
22/03/00	0,24	0,22	303	50	Central	0,1h	6,06	1,57	1,41
22/03/00	0,24	0,22	306	50	Central	0,1h	6,12	1,58	1,42
22/03/00	0,24	0,22	296	50	Central	0,1h	5,92	1,53	1,38
22/03/00	0,24	0,22	296	50	Central	0,1h	5,92	1,53	1,38
22/03/00	0,24	0,22	305	50	Central	0,1h	6,10	1,58	1,42
22/03/00	0,23	0,21	301	50	Central	0,1h	6,02	1,56	1,40
22/03/00	0,23	0,21	300	50	Central	0,1h	6,00	1,55	1,40
22/03/00	0,22	0,20	300	50	Central	0,1h	6,00	1,55	1,40
22/03/00	0,22	0,20	295	50	Central	0,1h	5,90	1,52	1,37

Quadro 4.1b – Medições efetuadas com molinete – postos de jusante – Correio Popular

Data	Hágua (m)	Hap (m)	Rotações (ud)	Tempo (s)	Seção	Altura Aparelho	rot/s	V (m/s)	Vmed (m/S)
11/12/98	2,57	2,06	66,00	60	Central	0,8h	11,00	2,95	2,66
11/12/98	2,57	2,06	50,00	60	Central	0,8h	8,33	2,23	2,00
11/12/98	3,17	1,90	62,00	60	Central	0,6h	10,33	2,77	2,77
11/12/98	2,17	1,74	48,00	60	2,0D	0,8h	8,00	2,14	1,93
11/12/98	2,00	1,60	30,00	60	2,0D	0,8h	5,00	1,34	1,21
11/12/98	1,97	1,58	30,00	60	2,0D	0,8h	5,00	1,34	1,21
11/12/98	1,57	1,26	44,00	60	2,0E	0,8h	7,33	1,96	1,76
11/12/98	1,00	0,80	75,00	60	2,0E	0,8h	12,50	3,35	3,02
11/12/98	0,77	0,46	55,00	60	2,0E	0,6h	9,17	2,46	2,21

Quadro 4.2 – Medições efetuadas com flutuador no posto fluviométrico de montante

H(m)	Tempo (s)	Distância (m)	V (m/s)	Vmed (m/s)
0,14	54	88	1,63	1,47
0,14	53	88	1,66	1,49
0,18	52	88	1,69	1,52
0,20	50'	88	1,76	1,58
2,10	3,7	47,5	12,84	11,55
2,25	4,0	35,5	8,88	7,99
2,00	6,06	47,5	7,83	7,05
1,50	6,45	47,5	7,36	6,63
1,30	6,5	47,5	7,31	6,58
1,05	6,85	47,5	6,93	6,24

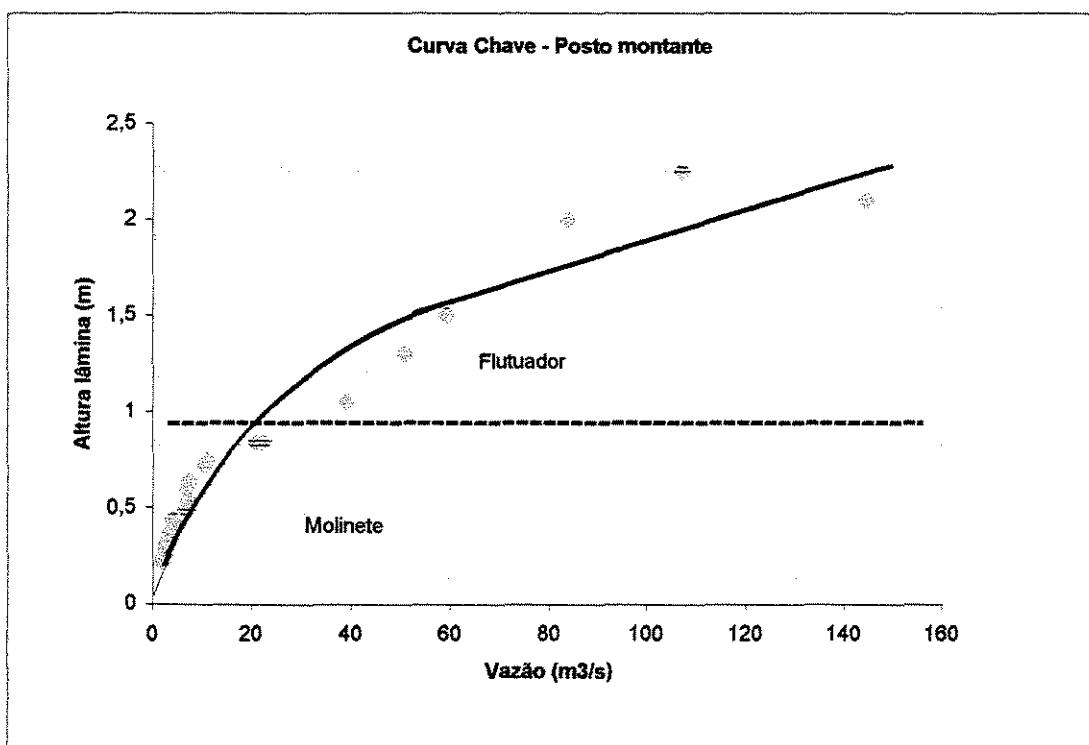


Figura 4.2.a – Curva chave – Posto Montante – Praça Ralph Stettinger

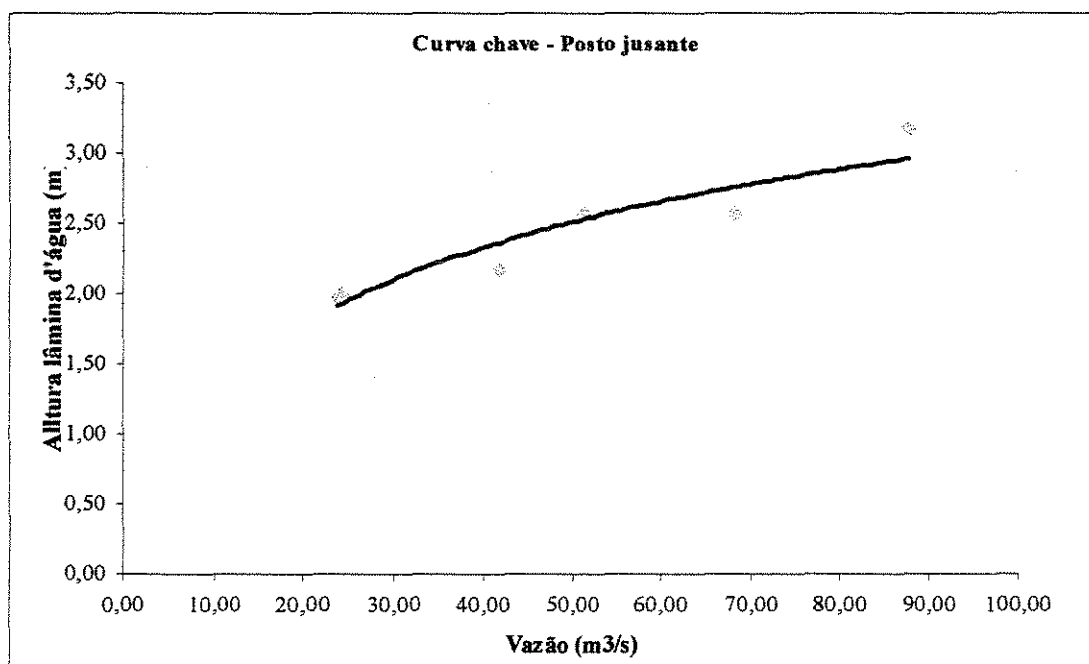


Figura 4.2b – Curva chave – Posto Jusante – Correio Popular

As equações das curvas chave para os postos fluviométricos são:

$$\text{Posto Montante} - h = 0,5525 \ln(Q) - 0,6623 \quad (4.1)$$

$$\text{Posto Jusante} - h = 0,8016 \ln(Q) - 0,6286 \quad (4.2)$$

Deve-se salientar que o ideal seria utilizar um maior número de medições de vazão, mas isso não foi possível devido as dificuldades para as medições das vazões apresentadas no item e do capítulo IV. Outro fator que interferiu na obtenção dos dados de vazão, foi a seca que atingiu a região, no período da realização da campanha de medição.

Por outro lado, as medições nas sarjetas nas sub bacias também foram realizadas durante a ocorrência de precipitações, portanto, durante as medições, nas sub bacias, não era possível medir vazões no rio. Outro fator que comprometeu a obtenção dos dados de vazão nos postos fluviométricos, foi o horário em que muitas das precipitações ocorreram., precipitações ocorridas altas horas da noite não foi possível a sua medição.

3 – Determinação do coeficiente de rugosidade “n” da equação de Manning para sarjetas e para o canal em concreto.

3.1 – Determinação do coeficiente de rugosidade de Manning para sarjetas

A partir da teoria de Izzard, desenvolvida para o escoamento em sarjetas, procurou-se determinar o coeficiente de rugosidade “n” da equação de Manning para sarjetas:

1 – Quando o escoamento ocupa a sarjeta e parte do pavimento, ou seja, um “n” composto – sarjeta de concreto + pavimento asfáltico.

2 – Quando o escoamento ocupa a sarjeta, ou seja, “n” para sarjetas em concreto

O cálculo do coeficiente de rugosidade, utilizando-se a teoria de Izzard, foi possível a partir de uma vazão conhecida e dos elementos geométricos da seção, ou seja, área molhada, perímetro molhado e declividade longitudinal.

Para se obter um escoamento com vazão conhecida, utilizou-se três artifícios a saber:

- 1 – Escoamento provocado pela descarga de um caminhão pipa;
- 2 – Escoamento provocado pela descarga de dois caminhões pipas com duas saídas de água cada- espargidor e mangueira;
- 3 – Escoamento provocado pela descarga de um hidrante;
- 4 – Escoamento provocado pela descarga de um hidrante associada a descarga de um caminhão reservatório do corpo de bombeiro denominado “dilúvio”.

Para todos os casos, antes da determinação dos dados geométricos da seção, as vazões de cada equipamento foram aferidas, para tanto foi cronometrado o tempo necessário para o enchimento de um recipiente com volume de 90 litros para cada um dos equipamentos descritos no item 2.1 do capítulo 3. Tomou-se a precaução de aferir as vazões dos caminhões pipas em duas situações distintas: tanque totalmente cheio e tanque a meia seção.

Para determinar a vazão de cada espargidor, foi necessário a construção de um dispositivo de coleta e condução da água. Para tanto, utilizou-se um tubo de PVC de 8” tampado com um caps, em uma das extremidade, e com uma abertura ao longo de seu eixo longitudinal, por onde o espargidor foi introduzido. Com isso, foi possível captar a água do espargidor e conduzi-la ao recipiente de volume conhecido, sendo cronometrado o tempo necessário para o seu enchimento.

Para o caso dos hidrantes, item 2, sua vazão foi calibrada determinando-se o tempo necessário para o enchimento do tanque do caminhão do Corpo de Bombeiro, chamado “dilúvio”, que apresenta volume de 6000 litros. Cronometrou-se ainda, o tempo necessário para a liberação dos 6000 litros de água pelo caminhão “dilúvio”, obtendo-se a sua vazão.

Obtidas as vazões de cada equipamento, passou-se à coleta de dados, ou seja, altura e largura da lâmina d’ água, produzida pela combinação dos equipamentos:

- 2 – Dois caminhões liberando água simultaneamente – mangueira + espargidor;
- 3 – Hidrante;
- 4 – Hidrante + caminhão “dilúvio”.

Os dados obtidos foram:

- Vazão do caminhão “dilúvio” – 70,5 l/s
- Vazão do hidrante Av. Washington Luis – 85,7 l/s
- Vazão do hidrante Rua Nhambiquara – 38,4 l/s
- Vazão do caminhão “pipa” 1 – mangueira – Tanque cheio – 1,8/s
Meio tanque – 1,7 l/s
espargidor – Tanque cheio – 4,8 l/s
Meio tanque – 4,7 l/s
- Vazão do caminhão “pipa” 2 – mangueira – Tanque cheio – 2,4 l/s
Meio tanque – 2,6 l/s
espargidor – Tanque cheio – 6,4 l/s
- Meio tanque – 5,0 l/s

As vazões produzidas por estes equipamentos, dependendo de sua disponibilidade, foram utilizadas em quatro pontos distintos da cidade: Rua Venezuela, Rua Paraná, Av. Washington Luís e Rua Nhambiquara. Os resultados obtidos com a realização das medições são apresentados nos quadros 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6.

Quadro 4.3 – Medições de vazão de sarjeta – Av. Washington Luís

Tempo	alt lam(cm)	Larg lam(cm)	Equipamento	Vazão total(l/s)
22,92	8,0	153,0	Hidrante	85,7
18,55	8,0	153,0	Hidrante	85,7
21,85	8,0	153,0	Hidrante	85,7
15,00	9,0	400,0	Hidr+cam Após BL sarjeta água	156,3
17,91	9,0	400,0	Hidr+cam Após BL sarjeta água	156,3
18,38	8,0	153,0	Hidrante	85,7
16,70	9,0	400,0	Hidr+cam Após BL sarjeta água	156,3
17,52	9,0	400,0	Hidr+cam Após BL sarjeta água	156,3
23,94	8,0	153,0	Hidrante	85,7

Obs: - equipamentos utilizados: hidrante e caminhão “dilúvio”

Quadro 4.4 – Medições de vazão de sarjeta – R Nhambiquara

Tempo (segundos)	Altura Lâmina(cm)	Largura lâmina(cm)	Elemento	Vazão total(l/s)
19,00	6,50	80,0	Hidrante	38,4
14,24	6,50	80,0	Hidrante	38,4
10,70	6,50	80,0	Hidrante	38,4
17,96	6,50	80,0	Hidrante	38,4
13,37	6,50	80,0	Hidrante	38,4
12,37	6,50	80,0	Hidrante	38,4
18,36	6,50	80,0	Hidrante	38,4
11,84	6,50	80,0	Hidrante	38,4
10,13	11,0	125,0	Hid+cam	109,0
11,90	11,0	125,0	Hid+cam	109,0
10,70	11,0	125,0	Hid+cam	109,0
10,84	11,0	125,0	Hid+cam	109,0

Obs: equipamento utilizado – hidrante e caminhão “dilúvio”

Quadro 4.5 – Medições de vazão de sarjeta – Rua Venezuela

Flutuador	Tempo (segundo)	Altura Lâmina (centímetro)	Largura lâmina (centímetro)	Elemento	Vazão (l/s)
Isopor	17,73	6,00	108	Pipa	15,6
Isopor	18,35	6,00	108	Pipa	15,6
Isopor	18,26	6,00	108	Pipa	15,6
Isopor	17,11	6,00	108	Pipa	15,6
Isopor	22,81	6,00	108	Pipa	15,6
Isopor	15,41	5,600	95	Pipa	14,1
Isopor	15,87	5,60	95	Pipa	14,1
Isopor	15,69	5,60	95	Pipa	14,1
Isopor	15,77	5,60	95	Pipa	14,1
Tampinha	16,02	6,00	108	Pipa	15,6
Tampinha	16,31	6,00	108	Pipa	15,6
Tampinha	16,64	6,00	108	Pipa	15,6
Tampinha	15,87	5,60	95	Pipa	14,1
Tampinha	15,22	5,60	95	Pipa	14,1
Tampinha	15,83	5,60	95	Pipa	14,1
Tampinha	14,47	5,60	95	Pipa	14,1
Tampinha	14,74	5,60	95	Pipa	14,1

Obs: Equipamento utilizado – dois caminhões “pipa”

Quadro 4.6 – Medições de vazão de sarjeta – Rua Paraná

Flutuador	Tempo (segundo)	Altura Lâmina (centímetro)	Largura lâmina (centímetro)	Elemento	Vazão (l/s)
Isopor	18,16	3,50	85	Pipa	15,6
Isopor	19,77	3,50	85	Pipa	15,6
Isopor	18,41	3,50	85	Pipa	15,6
Isopor	20,17	3,50	85	Pipa	15,6
Isopor	16,88	3,30	78	Pipa	14,1
Isopor	17,44	3,30	78	Pipa	14,1
Tampinha	17,75	3,50	85	Pipa	15,6
Tampinha	17,92	3,50	85	Pipa	15,6
Tampinha	18,39	3,50	85	Pipa	15,6
Tampinha	16,87	3,30	78	Pipa	14,1
Tampinha	16,18	3,30	78	Pipa	14,1
Tampinha	16,85	3,30	78	Pipa	14,1

Obs: - Equipamentos utilizados – dois caminhões “pipas”

3.1.1 – Cálculo do coeficiente de rugosidade

O cálculo do coeficiente de rugosidade foi feito utilizando-se a equação (2.108). Conhecidas a vazão, área molhada, perímetro molhado e a declividade longitudinal da rua, obteve-se o coeficiente de rugosidade para diversas vazões. Os valores encontrados estão apresentados no quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Cálculo dos Coeficientes de rugosidade n

Local	Declividade (m/m)	Área molhada (m ²)	Perímetro molhado (m)	Vazão (l/s)	Coefficiente rugosidade
Rua Venezuela	0,0397	0,0232	0,9865	15,68	0,0242
Rua Venezuela	0,0397	0,0193	0,8481	14,13	0,0219
Rua Paraná	0,0643	0,0162	0,7961	15,68	0,0156
Rua Paraná	0,0643	0,0146	0,7566	14,13	0,0162
Av W. Luiz	0,0555	0,0762	1,5027	85,78	0,0285
R. Nhambiquara	0,0632	0,0713	1,3564	109,05	0,0231
R. Nhambiquara	0,0632	0,0229	0,7264	38,46	0,0149

A figura 4.3a apresenta os resultados para largura de lâmina d' água menores de 0,40 metros, ou seja, seção em concreto.

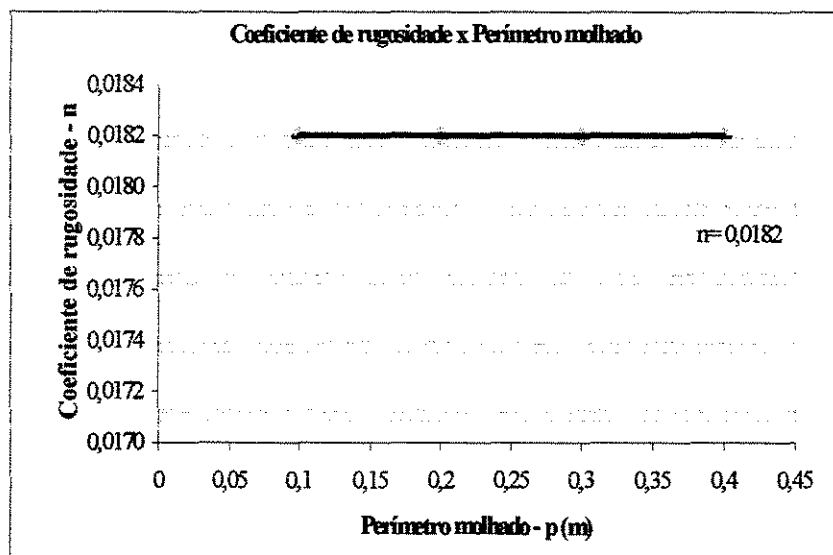


Figura 4.3.a - Coeficiente de rugosidade de Manning para sarjetas para largura de lâmina d' água até de 0,40m

Obtidos os coeficientes de rugosidade para diferentes perímetros molhados, estes dados foram lançados em um gráfico e ajustada uma curva para os mesmos. A figura 4.3b, apresenta os resultados obtidos para seção composta de pavimento asfáltico e sarjeta em concreto, ou seja, é válida para valores de largura de lâmina d' água acima de 0,40 metros.

Cabe salientar que para o cálculo do perímetro molhado, foi desprezado o perímetro referente a face da guia, como especificado na revisão bibliográfica.

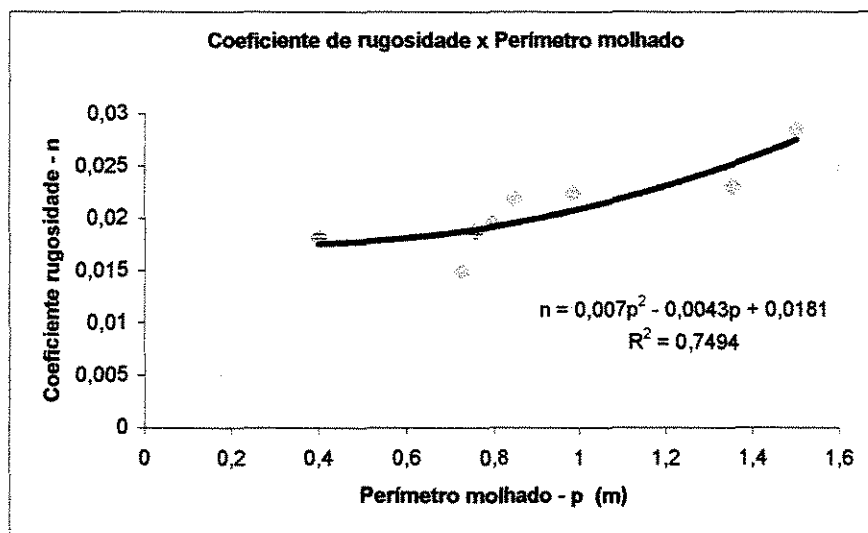


Figura 4.3.b - Coeficiente de rugosidade de Manning para sarjetas para largura de lâmina d' água acima de 0,40m

3.2 – Coeficiente de rugosidade de Manning para o canal

Com os valores obtidos da velocidade média do canal a partir das medições efetuadas e com base nos elementos geométricos da seção, área molhada e perímetro molhado, foi determinado, para cada altura de lâmina d' água medida, o valor do coeficiente de rugosidade de Manning com o uso da equação de Manning. A média aritmética dos valores calculados foi 0,0179 e corresponde ao coeficiente de rugosidade de Manning para canal revestido em concreto em boas condições de manutenção.

4 – Definição do Número da Curva de escoamento Superficial, CN, e do Coeficiente de Escoamento Superficial para sub bacias experimentais

4.1 – Descrição das sub bacias

a – Sub bacia Taquaral – Área Comercial

Localizada no bairro Taquaral, a sub bacia Taquaral apresenta zoneamento 9, zona destinada basicamente ao uso misto – habitacional, comercial, de serviços e institucional. Devido a sua localização, a sub bacia Taquaral sofreu profunda modificação no seu padrão de ocupação, tendo nos dias atuais 80% ocupação comercial de pequeno porte.

A área total da sub bacia é de 4230 metros quadrados, sendo que deste total 672 metros quadrados são ocupados pelo sistema viário, revestido em pavimento asfáltico, 180 metros quadrados por praça revestida em grama, 384 metros quadrados por passeio público revestido em mosaico português e 2994 metros quadrados ocupados por 8,5 lotes com área média de 352 metros quadrados cada. A declividade média da sarjeta é de 1,18% .

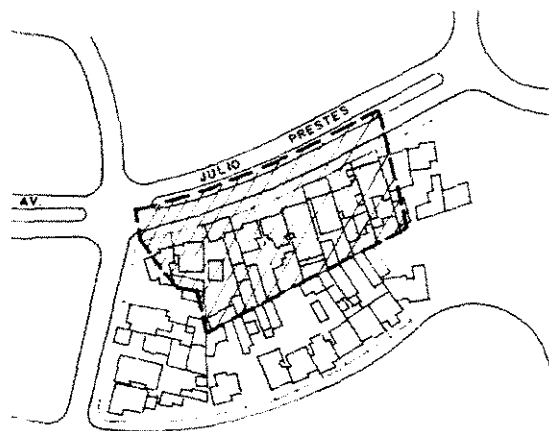


Figura 4.4 – Planta da sub bacia Taquaral

b – Sub bacia Vila Verde – Área residencial de alto padrão – Condomínios

Localizada no loteamento Vila Verde, a sub bacia Vila Verde apresenta zoneamento 3, zona estritamente residencial, destinada aos usos habitacionais, unifamiliares e multifamiliares, ao comércio, aos serviços e as instituições de âmbito local serão permitidos com restrições quanto a localização.

Quanto a sua ocupação, a sub bacia Vila Verde, caracteriza-se por condomínio de alto padrão com área dos lotes variando de 682,4 m² à 1.848,8 m², baixa taxa de ocupação e grandes áreas permeáveis.

A área total da sub bacia é de 6.603,2 metros quadrados, sendo que deste total 485,00 metros quadrados são ocupados pelo sistema viário, revestido em pavimento asfáltico, 200,6 metros quadrados por passeio público revestido em grama e concreto, e

5.917,6 metros quadrados ocupados por 7,5 lotes com área média de 789,0 metros quadrados cada. A declividade média da sarjeta é de 1,47%.

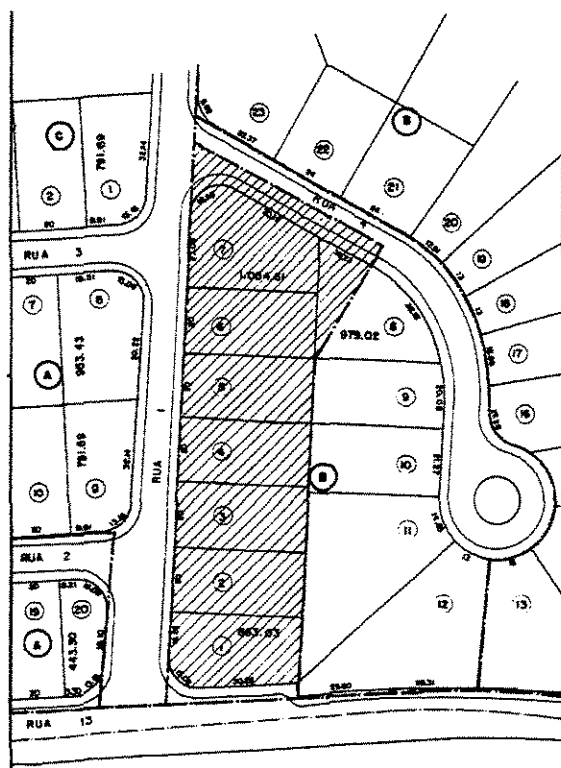


Figura 4.5 – Planta da sub bacia Vila Verde

c – Sub bacia Jardim Planalto – Residencial popular

Localizada no loteamento Jardim Planalto, a sub bacia Jardim Planalto apresenta zoneamento 3, zona estritamente residencial destinada aos usos habitacionais, unifamiliares e multifamiliares, ao comércio, aos serviços e as instituições de âmbito local serão permitidos com restrições quanto a localização.

Quanto a sua ocupação, a sub bacia Jardim Planalto, caracteriza-se por loteamento popular, conjunto habitacional horizontal, com alta taxa de ocupação e poucas áreas permeáveis.

A área total da sub bacia é de 2385,9 metros quadrados, sendo que deste total 700,00 metros quadrados são ocupados pelo sistema viário revestido em pavimento asfáltico e concreto no passeio público, 1685,9 metros quadrados ocupados por 7,5 lotes com área média de 789,0 metros quadrados cada. A declividade média da sarjeta é de 8,13%.

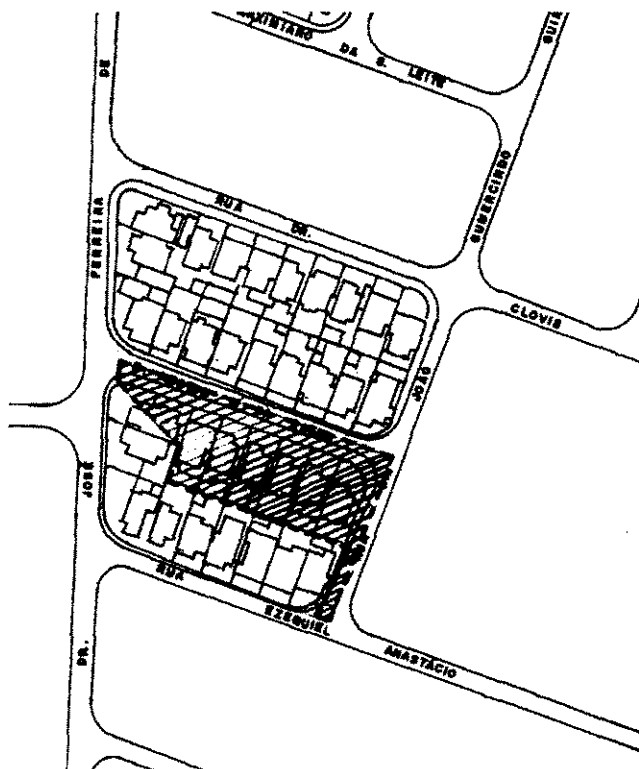


Figura 4.6 – Planta da sub bacia Jd Planalto

4.2 – Cálculo do CN e do coeficiente de escoamento superficial

Para determinação do CN e do coeficiente de escoamento, para as três sub bacias experimentais, foram medidos o volume total precipitado (usando um pluviômetro portátil) e a respectiva altura da lâmina d'água verificada na sarjeta, com intervalo de tempo de 5 minutos. Foram efetuadas no total sete medições, distribuídas nas três bacias.

Os resultados obtidos estão apresentados nos quadros 4.8a, 4.8b, 4.8c, 4.8d, 4.8e, 4.8f e 4.8g.

Quadro 4.8a – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Vila Verde.

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura lâmina(mm)
5	2,2	-
10	5,2	33
15	4,0	42
20	1,6	40
25	0,5	20
30	0,5	16
35	0,3	20
40	0,2	12
45		10
50		Lâmina desprezível
Total	14,5	

Quadro 4.8b – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Vila Verde. Evento ocorrido em 11/11/1999

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	0,5	
10	0,5	16
15	0,2	10
20	2,4	30
25	3,9	38
30	3,6	33
35	0,8	20
40	0,2	10
45	0,2	10
50	0,1	8
55	0,1	8
60	0,1	8
65		Lâmina desprezível
Total	12,6	

Quadro 4.8c – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd. Planalto. Evento ocorrido em 04/11/1999

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	0,7	-
10	1,6	11
15	2,3	14
20	4,9	17
25	2,2	23
30	1,4	15
35	1,6	20
40	0,3	5
45		Lâmina desprezível
Total	15	

Quadro 4.8d – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd. Planalto. Evento ocorrido em 03/11/1999

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	0,1	-
10	0,1	3
15	0,4	3
20	1,1	5
25	1,3	10
30	3,0	12
35	3,7	15
40	4,0	18
45	3,0	18
50	1,6	15
55	1,1	15
60	0,1	10
65		3
70		Lâmina desprezível
Total	19,5	

Quadro 4.8e – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Taquaral.

Evento ocorrido em 03/11/1999

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	0,3	-
10	1,7	15
15	1,5	25
20	2,7	25
25	3,5	30
30	1,8	35
35	3,7	25
40	1,7	35
45	3,3	25
50	5	33
55	2,2	40
60	0,6	25
65	0,4	17
70	0,1	15
75		10
77		Lâmina desprezível
Total	28,5	

Quadro 4.8f – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd Planalto. Evento ocorrido em 05/01/2000

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	1,7	-
10	4,7	30
15	2,2	50
20	1,5	30
25	1,0	25
30	0,6	20
35	0,5	20
40	0,5	17
45	0,3	10
50	0,5	10
55	0,3	15
60	0,3	10
65		10
69		Lâmina desprezível
Total	14,1	

Quadro 4.8g – Precipitação x altura lâmina d'água na sarjeta – sub bacia Jd. Planalto. Evento ocorrido em 23/12/1999

Tempo (min)	Precipitação(mm)	Altura Lâmina(mm)
5	1,8	-
10	4,0	25
15	3,9	40
20	3,0	40
25	4,4	35
30	3,0	50
35	1,2	35
40	0,5	25
45	0,2	15
50	0,1	10
55		10
59		Lâmina desprezível
Total	22,1	

O coeficiente de escoamento superficial é o quociente entre a precipitação total e a precipitação efetiva. Para as três sub bacias os coeficientes encontrados são:

Quadro 4.9 – Coeficientes de Escoamento Superficial

Sub bacia	Uso	Precipitação Total (mm)	Precipitação Efetiva (mm)	Coeficiente de Escoamento
Vila Verde	Residencial alto padrão	14,50	6,11	0,42
Vila Verde	Residencial alto padrão	12,6	6,05	0,48
Jd Planalto	Residencial popular	15,0	13,82	0,92
Jd Planalto	Residencial popular	19,5	19,35	0,99
Taquaral	Comercial	28,5	24,02	0,84
Taquaral	Comercial	14,1	12,22	0,87
Taquaral	Comercial	22,1	16,72	0,76

Quadro 4.10 – Número da curva de escoamento superficial - CN

Sub bacia	Área dos Lotes (m ²)	Percentual de		Precipitação Total (mm)	Precipitação Efetiva (mm)	CN
		Ruas (%)	Lotes (%)			
Vila Verde – Residencial Alto Padrão	600 à 1850	7,3	89,6	14,5	6,11	50
Vila Verde – Residencial Alto Padrão	600 à 1850	7,3	89,6	12,6	6,05	51
Jd. Planalto – Residencial Popular	225	29,3	70,6	15	13,82	99
Jd. Planalto – Residencial Popular	225	29,3	70,6	19,5	19,35	99
Taquaral – Comercial	352	15,9	70,8	28,5	24,02	98
Taquaral – Comercial	352	15,9	70,8	14,1	12,22	99
Taquaral – Comercial	352	15,9	70,8	22,1	16,72	98

Comparando os valores médios encontrados com os valores recomendados na bibliografia temos:

Quadro 4.11 – Comparação dos valores do coeficiente de escoamento superficial e do CN calculados com os valores recomendados na bibliografia (TUCCI, 1995)

Uso do solo	C calculado	C* recomendado	CN calculado	CN** Recomendado
Comercial – Taquaral	0,82	0,7 a 0,95	98	89 a 95
Residencial Alto Padrão- VI Verde	0,45	0,25 a 0,50	51	61 a 87
Residencial popular- Jd Planalto	0,96	0,50 a 0,60	99	77 a 92

* Valores recomendados pela Prefeitura Municipal de São Paulo

** Valores para condição II de umidade

Os valores do coeficiente de escoamento calculados a partir de valores reais estão dentro da faixa de valores recomendados para o caso de áreas comerciais e residenciais de alto padrão. Já os valores calculados para o uso residencial popular, diferem dos valores recomendados na bibliografia.

O alto valor do coeficiente de escoamento superficial está relacionado aos altos percentuais de áreas impermeabilizada nos lotes e, redução nas áreas totais dos lotes e reduzido percentual de áreas públicas permeáveis.

5- Uso do solo

5.1– Relação entre áreas de terrenos e áreas construídas

As figuras 4.7, 4.8, 4.9 , 4.10 e 4.11 apresentam as relações entre áreas de terrenos e áreas construídas para os usos residencial horizontal, residencial vertical, comercial horizontal, comercial vertical, indústrias/galpões e barracões, baseados nos dados constantes dos quadros 4.12a, 4.12, 4.12c, 4.12d, 4.12e, 4.12f, 4.12g, 4.12h, 4.12i, 4.12j.

Como os dados utilizados apresentam a evolução das áreas de terreno e respectivas áreas de construção ao longo das décadas de 70, 80 e 90; as linhas de tendência, traçadas para cada figura, representam a tendência de ocupação dos terrenos para cada uso específico.

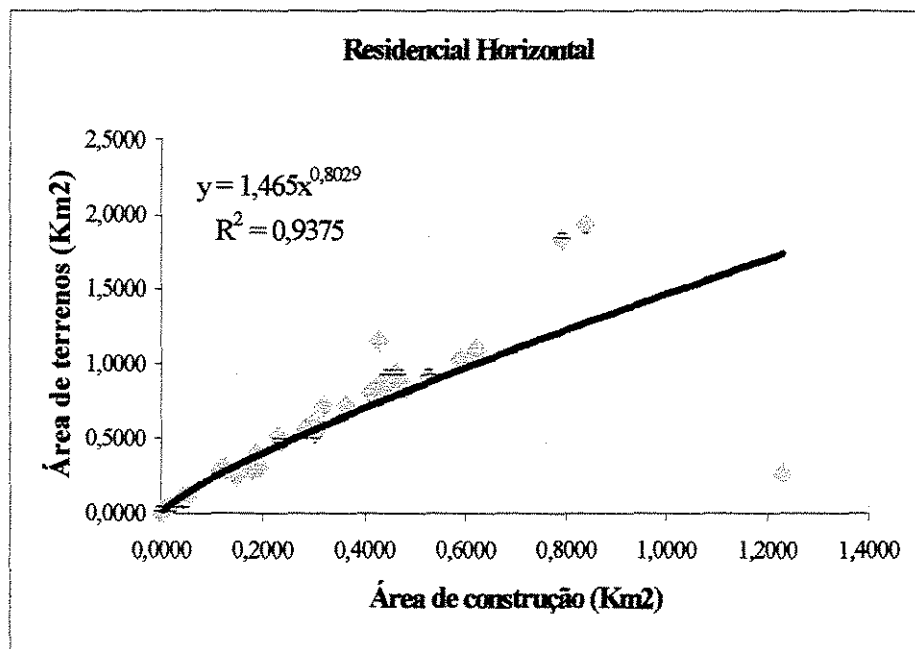


Figura 4.7 – Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso residencial horizontal

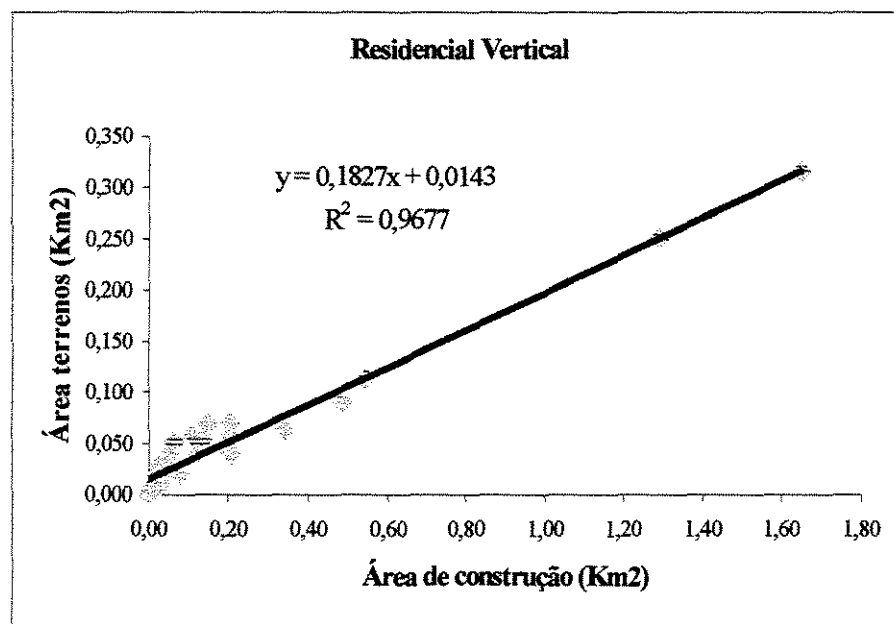


Figura 4.8 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso residencial vertical

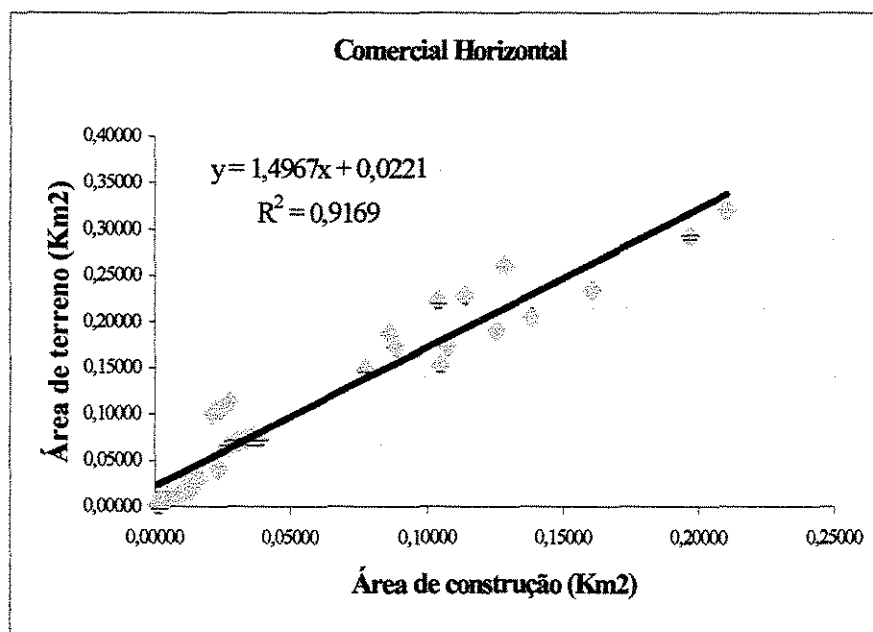


Figura 4.9 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso comercial horizontal

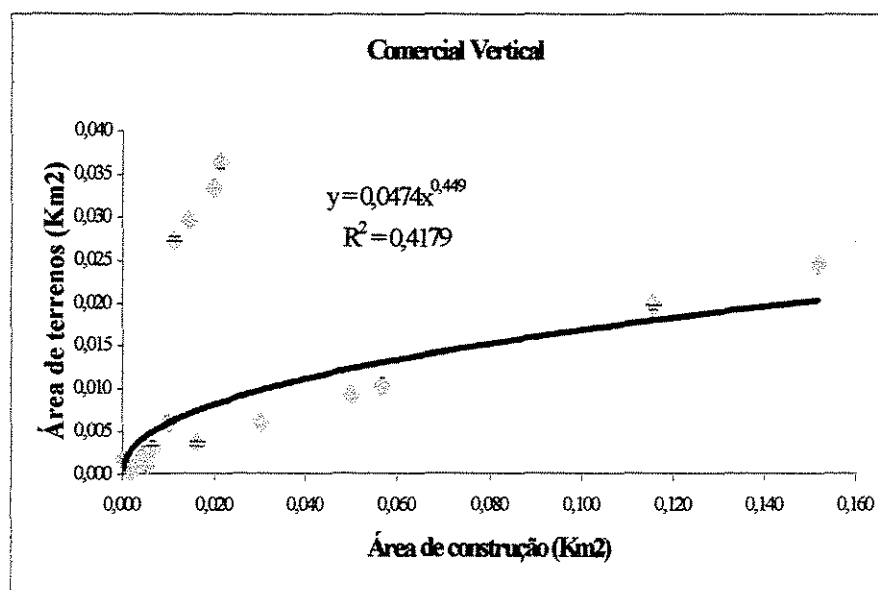


Figura 4.10 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso comercial vertical

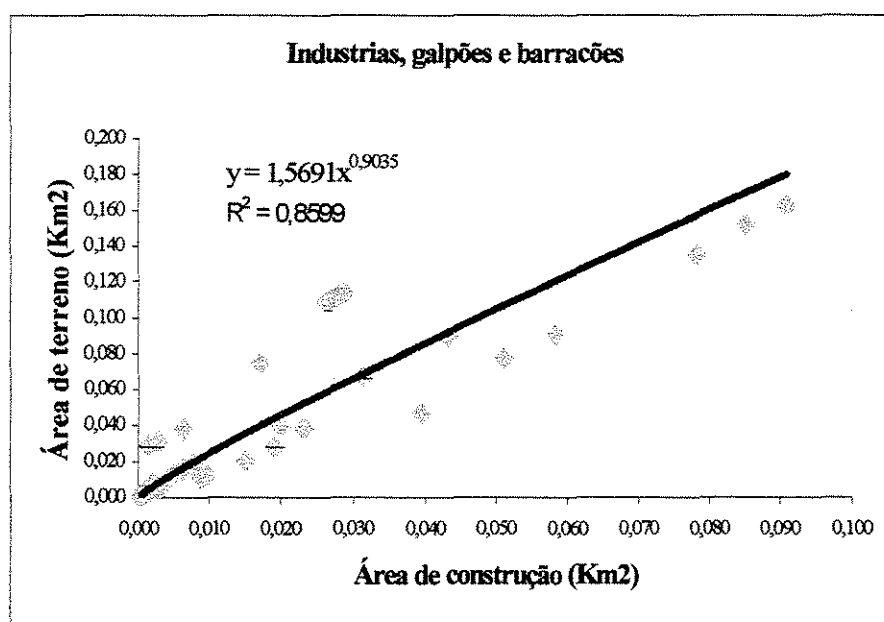


Figura 4.11 - Relação Área de construção x Área de terrenos – Uso indústrias, barracões e galpões

5.2 – Dados populacionais

Quadro 4.12 a – Censo Populacional – IBGE 1970 (PMC, 1999)

UTB	Domicílio Residenciais	Domicílios não Residenciais	População
31	4.948	544	20.562
32	1.560	48	5.375
33	559	8	2.169
35	3.216	409	12.043
36	380	8	1.735
37	0	0	0
56	3.567	384	14.574
57	3.867	130	16.978
58	543	6	2.660
61	5.078	268	24.174

Quadro 4.12b – Censo Populacional – IBGE 1980 (PMC, 1999)

UTB	Domicílio Residenciais	Domicílios não Residenciais	População
31	7.018	918	19.961
32	4.375	110	15.781
33	1.163	94	4.957
35	5.072	670	13.903
36	1.492	49	6.186
37	0	0	0
56	4.589	570	16.199
57	5.781	246	22.686
58	2.783	69	12.090
61	8.571	451	34.378

Quadro 4.12c – Censo Populacional – IBGE 1991 (PMC, 1999)

UTB	Domicílio Residenciais	Domicílios não Residenciais	População
31	9.312	1.760	26.168
32	4.619	275	16.730
33	1.404	67	5.800
35	5.709	977	14.645
36	1.802	88	7.072
37	9	39	43
56	4.370	787	14.075
57	5.895	364	21.268
58	4.987	247	21.073
61	9.112	758	33.682

Tabela 4.12d – Censo Populacional – IBGE 1996 (PMC, 1999)

UTB	Domicílio Residenciais	Domicílios não Residenciais	População
31	12.613	2.042	26.065
32	5.265	373	15.843
33	1.686	77	6.118
35	7.776	882	14.733
36	2.233	121	6.763
37	39	0	101
56	5.336	904	13.490
57	6.839	524	20.685
58	6.095	292	22.128
61	10.053	842	31.866

5.3 – Densidade populacional como indicador das modificações no uso do solo.

O cruzamento dos dados de densidade populacional, com os dados de uso e ocupação do solo para as diversas UTB's, resultou em curvas, as quais podem ser usadas como ferramentas para a determinação das modificações da superfície do solo devido ao processo de urbanização, a partir de dados populacionais. As figuras 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16 apresentam as curvas de tendência obtidas para cada tipo de uso do solo estudado a partir das respectivas densidades populacionais.

Os percentuais de áreas impermeáveis, são geralmente determinados a partir de levantamentos em mapas e fotos aéreas, caracterizando-se como um trabalho dispendioso. A definição de uma relação indireta entre as áreas construídas e, portanto impermeáveis, e a densidade populacional, torna-se interessante pelas seguintes razões:

1 – disponibilidade de dados – qualquer região está coberta por pesquisas censitárias de várias décadas;

2 – facilidade de acesso aos dados – os dados são colhidos e gerenciados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, estando disponíveis a qualquer interessado;

3 – Rapidez no manuseio da informação – a partir das séries históricas disponíveis é possível, com rapidez, analisar a evolução histórica da urbanização e fazer prognósticos.

Daí a importância da obtenção desta relação, como instrumento de determinação das modificações passadas, presentes e futuras do uso do solo, resultantes do processo de urbanização, para o trabalho do projetista. Apesar das curvas obtidas não apresentarem um bom coeficiente de correlação, ainda assim, devido a escassez de dados, são ferramentas importantes na elaboração de diagnósticos e prognósticos para as bacias

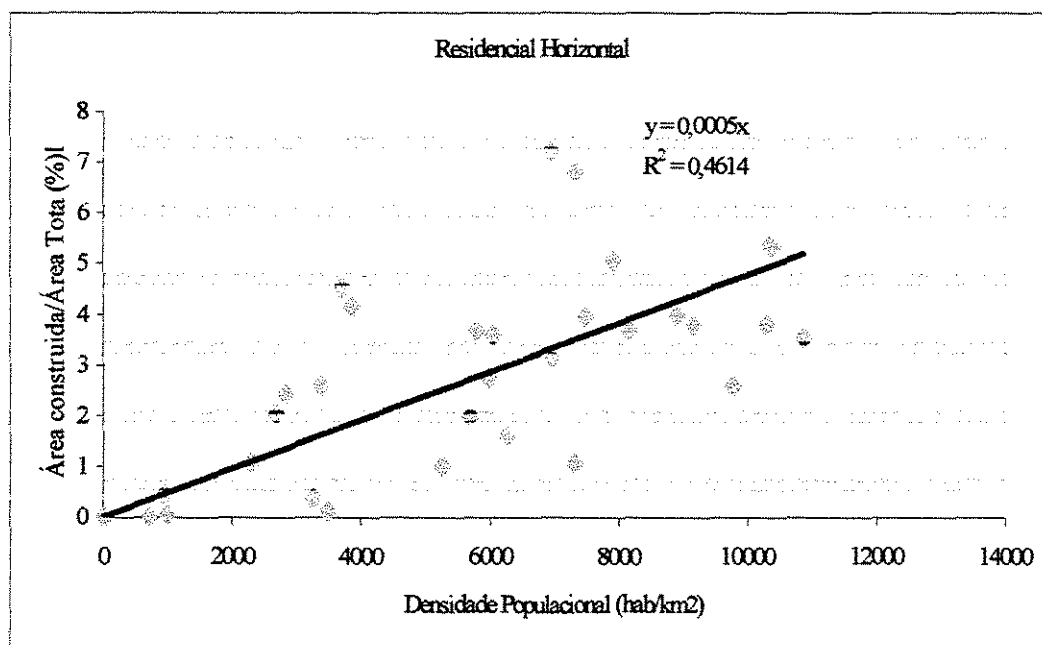


Figura 4.12 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Residencial horizontal

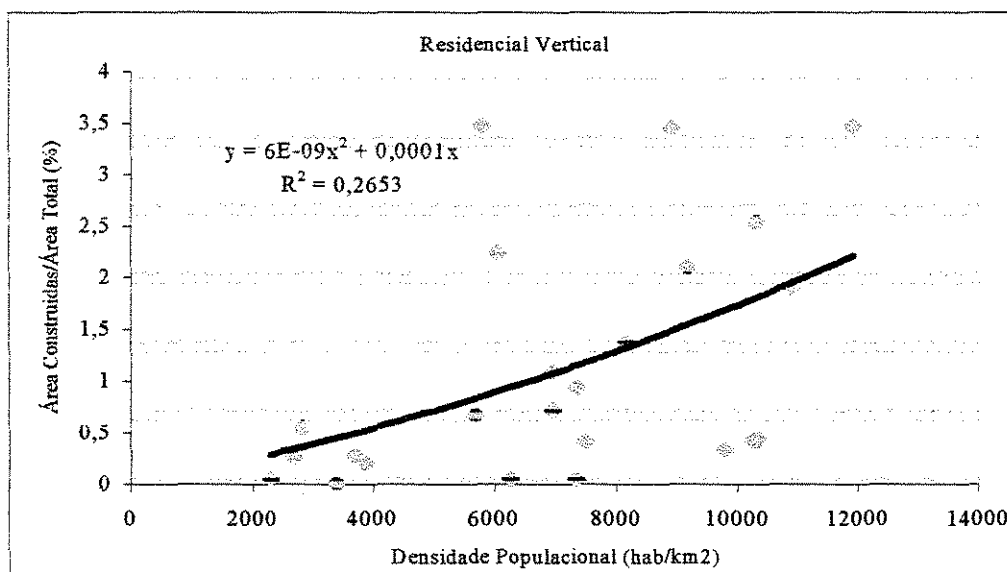


Figura 4.13 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Residencial vertical

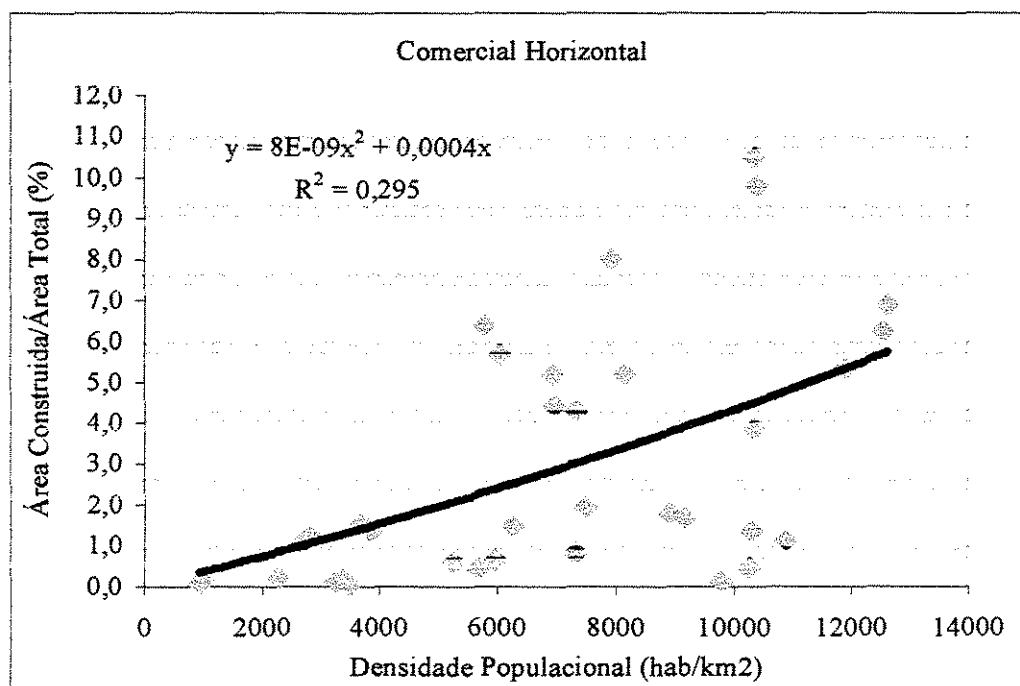


Figura 4.14 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Comercial horizontal

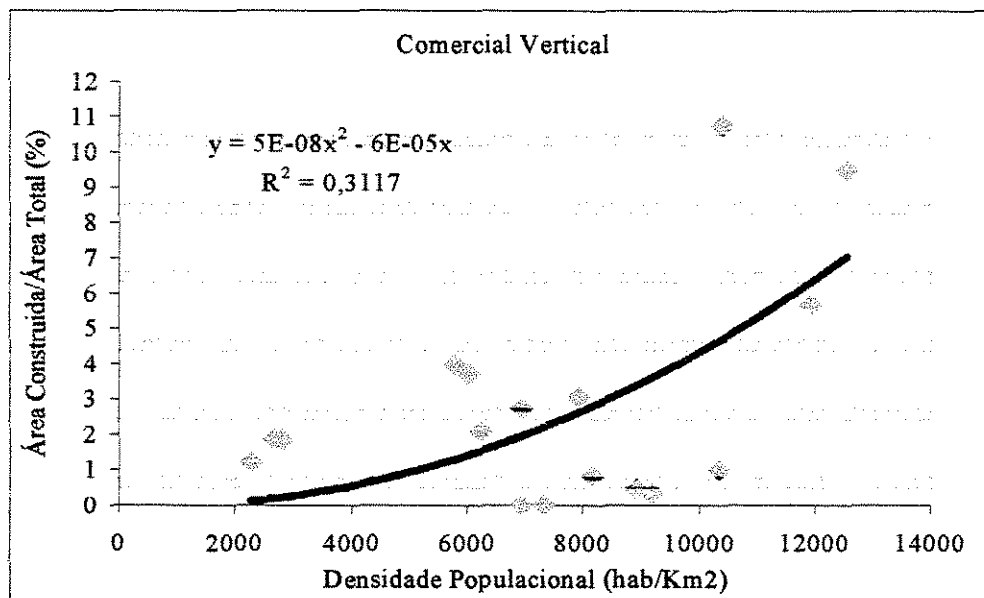


Figura 4.15 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Comercial vertical

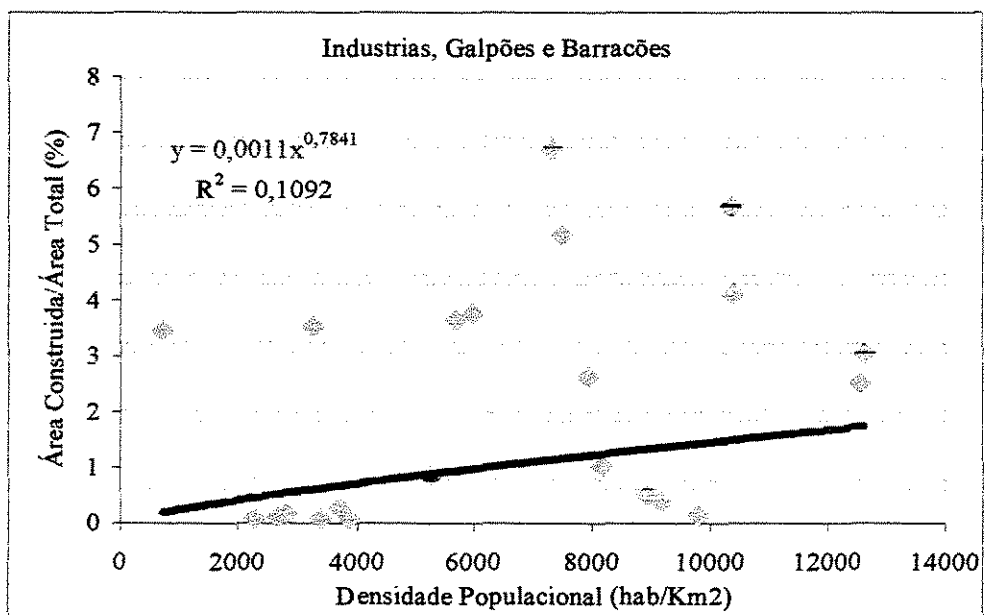


Figura 4.16 – Relação entre o uso do solo e a densidade populacional – Indústrias, Galpões e Barracões

6 – Definição dos padrões de distribuição temporal de chuvas intensas para o município de Campinas – Método de Huff

Os registros pluviográficos utilizados são do posto pluviométrico da Fazenda Santa Elisa, operado pelo Instituto Agrônomo de Campinas. Para o estudo em questão, foram utilizados os dados de 1968 à 1974 e de 1986 à 1998. O critério de independência entre precipitações, foi o adotado por Huff (1967), que considera que, uma chuva é independente da seguinte se entre elas existir um período mínimo de seis horas consecutivas sem precipitação.

Os eventos a serem analisados foram selecionados a partir do critério adotado por Pfafstetter (1957). O critério determina que são selecionadas todas as chuvas, em qualquer período de tempo igual ou superior a 30 minutos (D), o total precipitado é pelo menos igual a precipitação mínima (P_{\min}) estimada pela equação (2.3).

Baseados nestes critérios foram selecionados 693 eventos a serem analisados quanto a sua distribuição temporal.

As 693 chuvas intensas selecionadas foram classificadas em quatro grupos, de acordo com o valor precipitado em cada 25% de sua duração total. A tabela a seguir mostra a distribuição dessas chuvas em cada grupo:

Quadro 4.13 – Frequência de ocorrência das chuvas por grupos

Grupo	Número de eventos	Porcentagem
I	288	18,59%
II	157	22,68%
III	129	17,10%
IV	119	41,63%

De cada chuva de determinado grupo, estabeleceu-se a percentagem acumulada do total precipitado para cada 10% de sua duração total. De cada uma dessas percentagens de duração da chuva total, obteve-se uma série de percentuais de precipitação, cujo número de elementos é igual a quantidade de chuva classificada em cada grupo. De cada uma das nove séries formadas, determinou-se a probabilidade empírica acumulada, utilizando-se a fórmula de Weibull. A partir da probabilidade empírica acumulada, determinou-se a percentagem do total precipitado correspondente aos níveis de probabilidade de 10% a 90%, em intervalos de 10%, utilizando-se a interpolação linear.

Os quadros 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17 apresentam os valores obtidos para os eventos selecionados para cada grupo.

Quadro 4.14 – Distribuição temporal das tormentas do primeiro quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	68,495	79,079	86,867	92,757	95,579	97,140	98,187	99,168	99,590
20%	54,623	72,600	82,230	88,661	91,905	94,973	97,248	98,660	99,340
30%	45,138	69,048	79,040	86,042	88,836	93,297	96,152	97,969	98,950
40%	37,988	65,061	73,578	80,736	85,710	89,073	94,464	96,738	98,584
50%	31,875	61,640	71,475	77,465	81,330	85,885	91,050	95,900	98,215
60%	21,990	53,115	66,030	73,147	76,651	82,428	88,504	93,872	97,213
70%	17,290	42,626	61,348	67,369	73,564	79,470	84,440	90,610	96,234
80%	13,190	38,369	54,278	59,235	66,926	71,803	77,049	85,635	92,613
90%	6,303	30,795	45,740	52,671	60,061	65,110	71,679	78,054	85,659

Quadro 4.15 – Distribuição temporal das tormentas do segundo quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	18,108	27,404	52,595	74,563	89,341	95,036	96,496	98,180	99,502
20%	15,844	23,073	43,480	64,577	84,060	91,992	95,318	97,438	99,062
30%	10,597	20,706	35,743	58,512	79,202	87,373	93,090	95,478	98,274
40%	8,938	16,263	31,367	53,661	75,972	83,641	90,367	94,032	97,674
50%	7,060	13,640	26,160	50,110	73,820	81,330	84,710	92,420	96,670
60%	4,784	10,264	23,214	47,296	66,447	77,971	82,590	90,160	95,384
70%	4,140	9,300	21,597	40,910	60,740	67,656	78,051	85,686	93,262
80%	3,494	7,937	17,273	31,356	56,969	66,060	73,899	83,445	91,410
90%	1,834	4,392	10,934	22,281	53,816	61,292	68,972	78,427	84,038

Quadro 4.16 – Distribuição temporal das tormentas do terceiro quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	23,990	33,598	38,999	44,062	53,924	77,598	94,196	97,658	99,308
20%	13,538	24,460	29,888	36,858	45,794	70,264	90,396	96,230	99,030
30%	10,966	22,416	26,727	30,158	42,456	67,072	86,056	94,734	98,634
40%	8,578	16,298	24,256	27,565	36,471	63,922	90,680	93,193	98,058
50%	6,415	11,495	19,780	25,470	31,105	60,150	77,385	92,025	97,380
60%	4,582	10,394	13,961	20,739	29,049	48,743	73,227	88,339	96,416
70%	3,160	8,479	11,348	16,391	25,500	44,010	66,833	86,607	94,681
80%	2,018	4,143	9,536	11,267	20,501	35,760	58,473	80,016	92,436
90%	0,808	2,385	3,985	5,981	6,231	21,499	52,232	73,253	85,615

Quadro 4.17 – Distribuição temporal das tormentas do quarto quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	18,120	29,964	37,037	41,298	44,375	54,301	63,481	84,777	97,998
20%	11,955	24,659	30,191	36,583	40,298	49,112	56,353	71,705	95,146
30%	9,532	18,082	22,990	31,274	36,045	45,574	51,783	68,316	94,343
40%	9,140	14,164	19,751	25,697	33,668	38,066	48,476	66,082	91,703
50%	7,510	11,670	14,990	22,780	28,840	34,330	39,410	61,535	87,695
60%	5,777	9,713	11,722	17,561	23,243	26,517	32,763	55,298	82,082
70%	3,215	8,955	11,057	12,067	12,770	22,491	28,966	51,251	75,443
80%	2,882	5,752	8,597	10,587	11,398	11,834	20,690	32,888	67,727
90%	1,417	3,211	3,253	4,267	4,818	8,820	12,443	21,575	39,115

Lançando os dados dos quadros 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17 em um sistema de coordenadas (x,y), obtém-se para cada grupo uma família de curvas como mostram as figuras 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20.

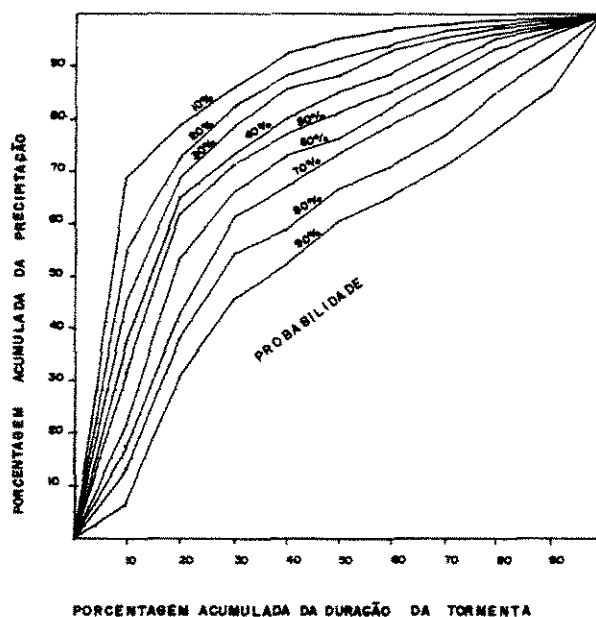


Figura 4.17 – Distribuições temporais de chuvas do primeiro quartil

Quadro 4.15 – Distribuição temporal das tormentas do segundo quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	18,108	27,404	52,595	74,563	89,341	95,036	96,496	98,180	99,502
20%	15,844	23,073	43,480	64,577	84,060	91,992	95,318	97,438	99,062
30%	10,597	20,706	35,743	58,512	79,202	87,373	93,090	95,478	98,274
40%	8,938	16,263	31,367	53,661	75,972	83,641	90,367	94,032	97,674
50%	7,060	13,640	26,160	50,110	73,820	81,330	84,710	92,420	96,670
60%	4,784	10,264	23,214	47,296	66,447	77,971	82,590	90,160	95,384
70%	4,140	9,300	21,597	40,910	60,740	67,656	78,051	85,686	93,262
80%	3,494	7,937	17,273	31,356	56,969	66,060	73,899	83,445	91,410
90%	1,834	4,392	10,934	22,281	53,816	61,292	68,972	78,427	84,038

Quadro 4.16 – Distribuição temporal das tormentas do terceiro quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	23,990	33,598	38,999	44,062	53,924	77,598	94,196	97,658	99,308
20%	13,538	24,460	29,888	36,858	45,794	70,264	90,396	96,230	99,030
30%	10,966	22,416	26,727	30,158	42,456	67,072	86,056	94,734	98,634
40%	8,578	16,298	24,256	27,565	36,471	63,922	90,680	93,193	98,058
50%	6,415	11,495	19,780	25,470	31,105	60,150	77,385	92,025	97,380
60%	4,582	10,394	13,961	20,739	29,049	48,743	73,227	88,339	96,416
70%	3,160	8,479	11,348	16,391	25,500	44,010	66,833	86,607	94,681
80%	2,018	4,143	9,536	11,267	20,501	35,760	58,473	80,016	92,436
90%	0,808	2,385	3,985	5,981	6,231	21,499	52,232	73,253	85,615

Quadro 4.17 – Distribuição temporal das tormentas do quarto quartil

	P10	P20	P30	P40	P50	P60	P70	P80	P90
10%	18,120	29,964	37,037	41,298	44,375	54,301	63,481	84,777	97,998
20%	11,955	24,659	30,191	36,583	40,298	49,112	56,353	71,705	95,146
30%	9,532	18,082	22,990	31,274	36,045	45,574	51,783	68,316	94,343
40%	9,140	14,164	19,751	25,697	33,668	38,066	48,476	66,082	91,703
50%	7,510	11,670	14,990	22,780	28,840	34,330	39,410	61,535	87,695
60%	5,777	9,713	11,722	17,561	23,243	26,517	32,763	55,298	82,082
70%	3,215	8,955	11,057	12,067	12,770	22,491	28,966	51,251	75,443
80%	2,882	5,752	8,597	10,587	11,398	11,834	20,690	32,888	67,727
90%	1,417	3,211	3,253	4,267	4,818	8,820	12,443	21,575	39,115

Lançando os dados dos quadros 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17 em um sistema de coordenadas (x,y), obtém-se para cada grupo uma família de curvas como mostram as figuras 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20.

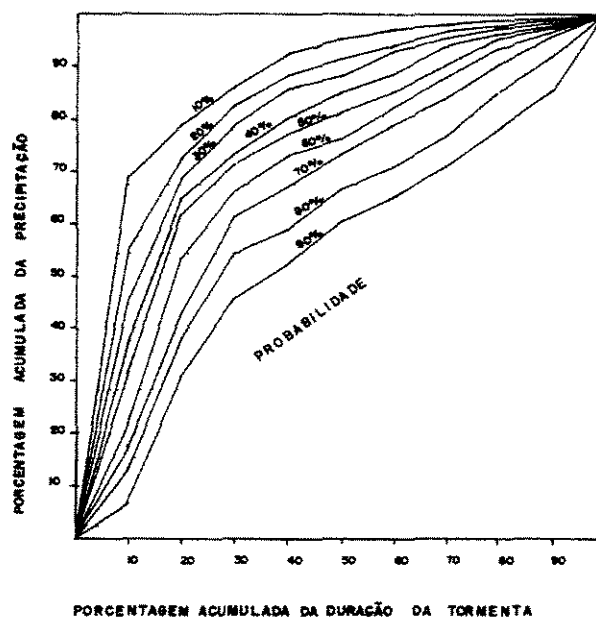


Figura 4.17 – Distribuições temporais de chuvas do primeiro quartil

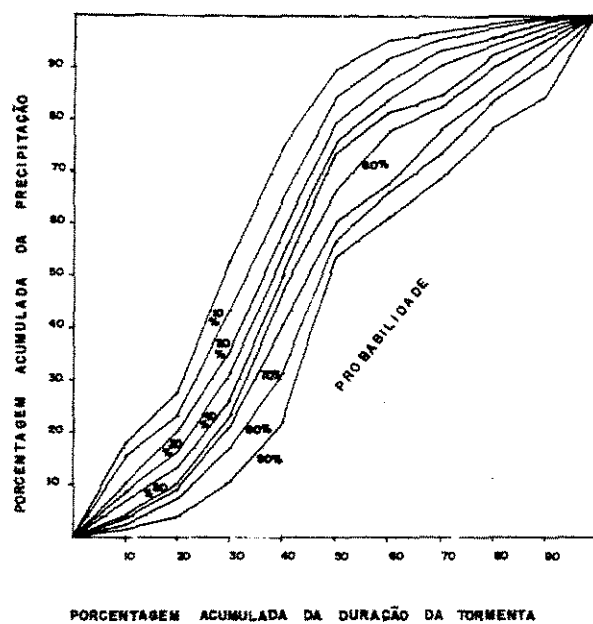


Figura 4.18 – Distribuições temporais para tormentas do segundo quartil

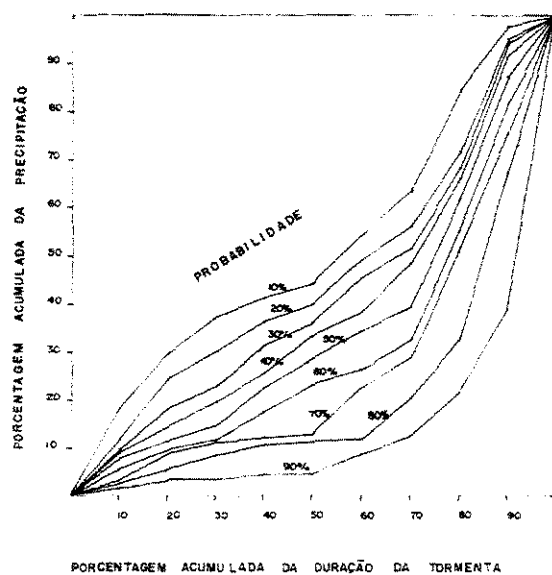


Figura 4.19 – Distribuições temporais de tormentas do terceiro quartil

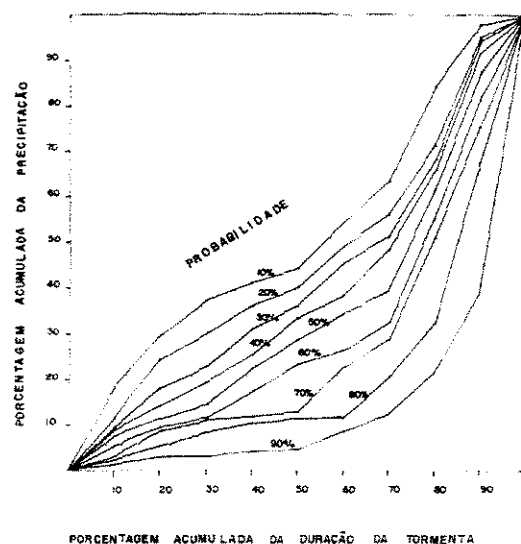


Figura 4.20 – Distribuições temporais das tormentas do quarto quartil

Comparando-se as famílias de curvas dos quatro grupos para o município de Campinas, com as encontradas por MOLIN et al (1996) para o município de Pelotas, verifica-se que a forma geométrica das curvas são semelhantes.

Para escolha da curva de distribuição temporal a ser usada, determina-se a duração total da chuva e com auxílio do quadro 4.18 verifica-se, para aquela duração, qual o grupo que apresenta maior frequência de ocorrências de chuva, adotando-se o conjunto de curvas desse grupo como distribuição temporal da tormenta. As figuras 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24 apresentam a frequência de chuvas por faixa de duração para os quatro quartis.

Quadro 4.18 – Frequência das chuvas por faixa de duração (%)

Grupo	Intervalo em minutos								
	0-200	200-400	400-600	600-800	800-1000	1000-1200	1200-1400	1400-1600	Acima 1600
I	34	34	15	12	2	0	2	0	1
II	34	29	16	7	7	2	1	2	2
III	14	35	27	10	8	2	0	0	2
IV	16	24	27	15	2	5	4	0	7

Comparando a frequência das chuvas por faixa de duração, para o município de Campinas, com a frequência das chuvas por faixa de duração, para o município de Pelotas (MOLIN et al, 1996) verifica-se algumas diferenças. Para as chuvas com intervalo de duração de até seis horas, em ambos os casos, a maior frequência de ocorrência está no grupo I; para chuvas com intervalo de duração de 6 a 12 horas, no município de Campinas, a maior frequência de ocorrência, está no grupo IV, enquanto para o município de Pelotas está no grupo II. Para chuvas com intervalo de duração de 12 a 18 horas, em Campinas, a maior frequência de ocorrências está no grupo II, enquanto em Pelotas ocorre no grupo III.

As diferenças encontradas, podem estar relacionadas à localização geográfica de cada cidade, o que reforça a importância da definição das curvas de distribuição temporal de chuvas para cada cidade ou região com características semelhantes.

Frequência das chuvas por faixa de duração - 1 quartil

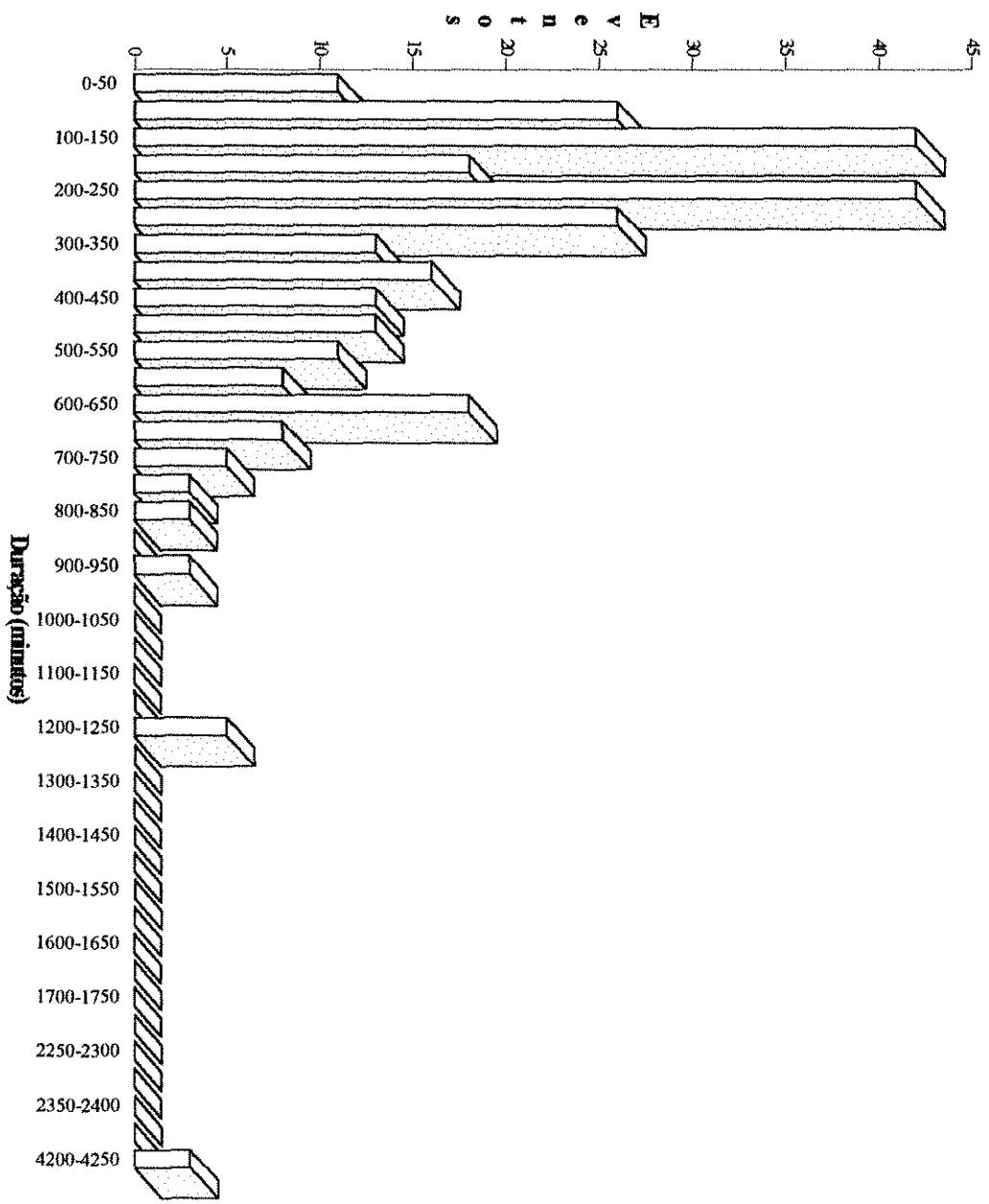


Figura 4.21 – Frequência de chuvas por faixa de duração – Primeiro quartil

Frequência das chuvas por faixa de duração - Segundo quartil

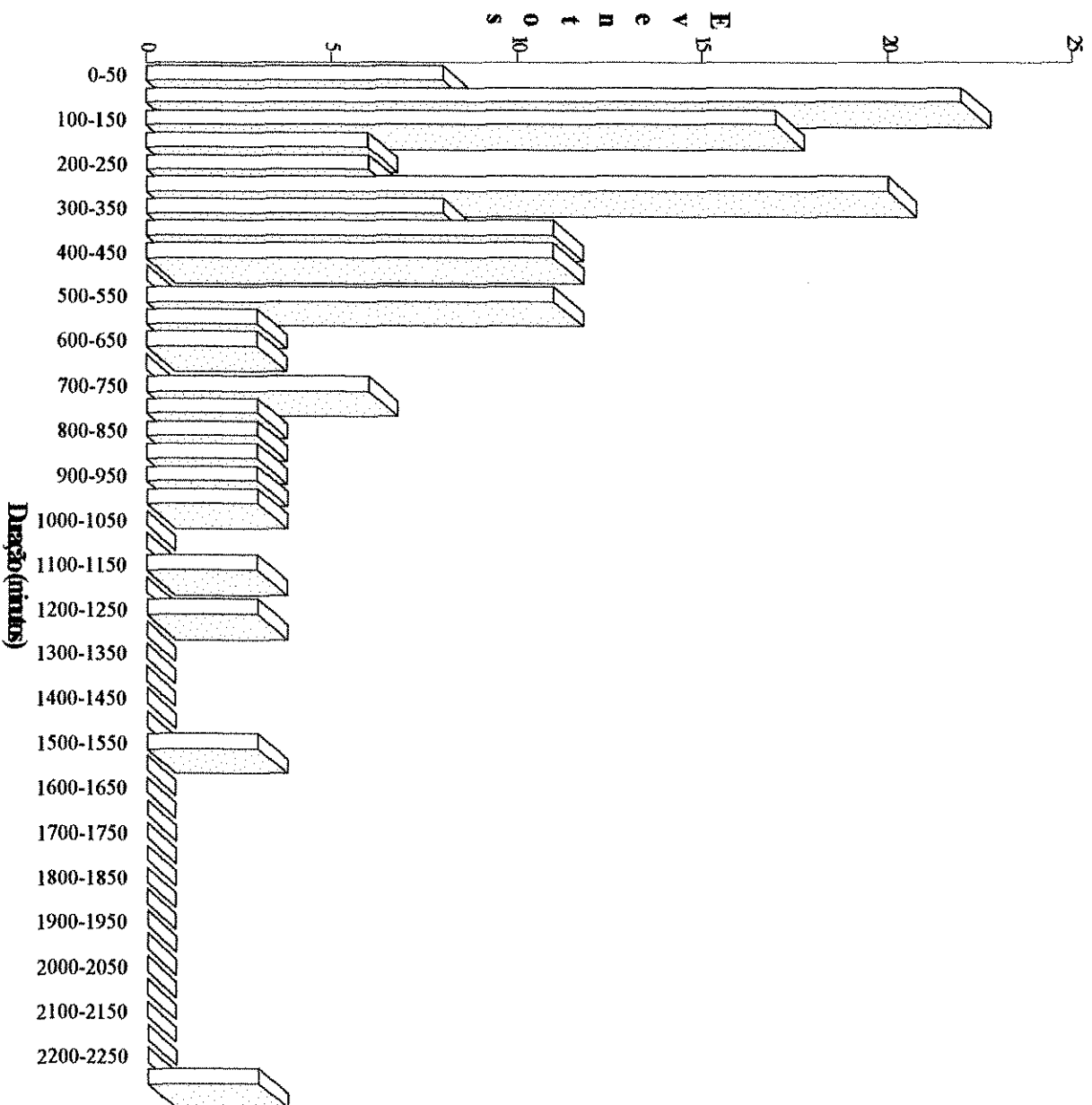


Figura 4.22 – Frequência de chuvas por faixa de duração – Segundo quartil

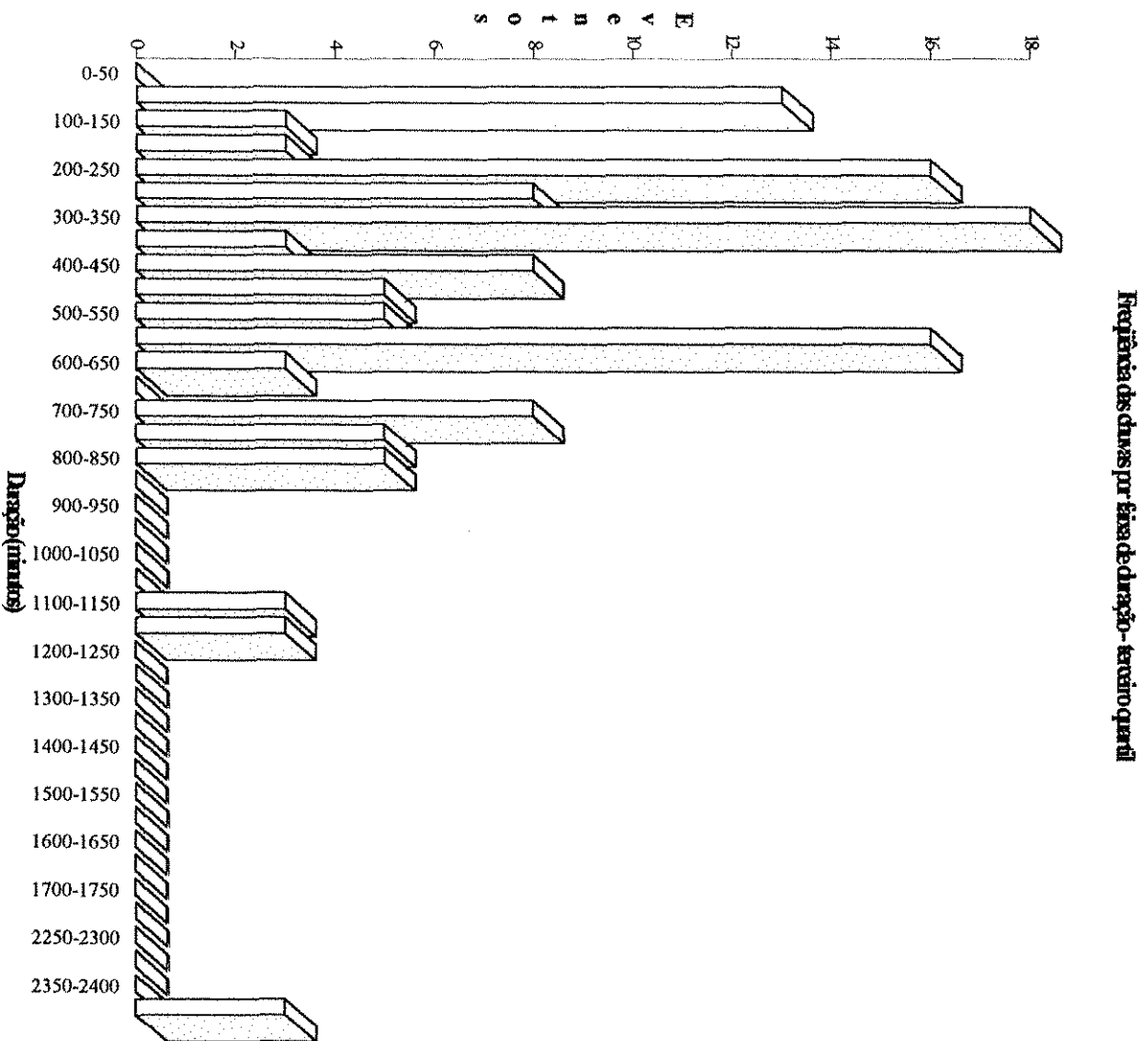


Figura 4.23 – Frequência de chuvas por faixa de duração – Terceiro quartil

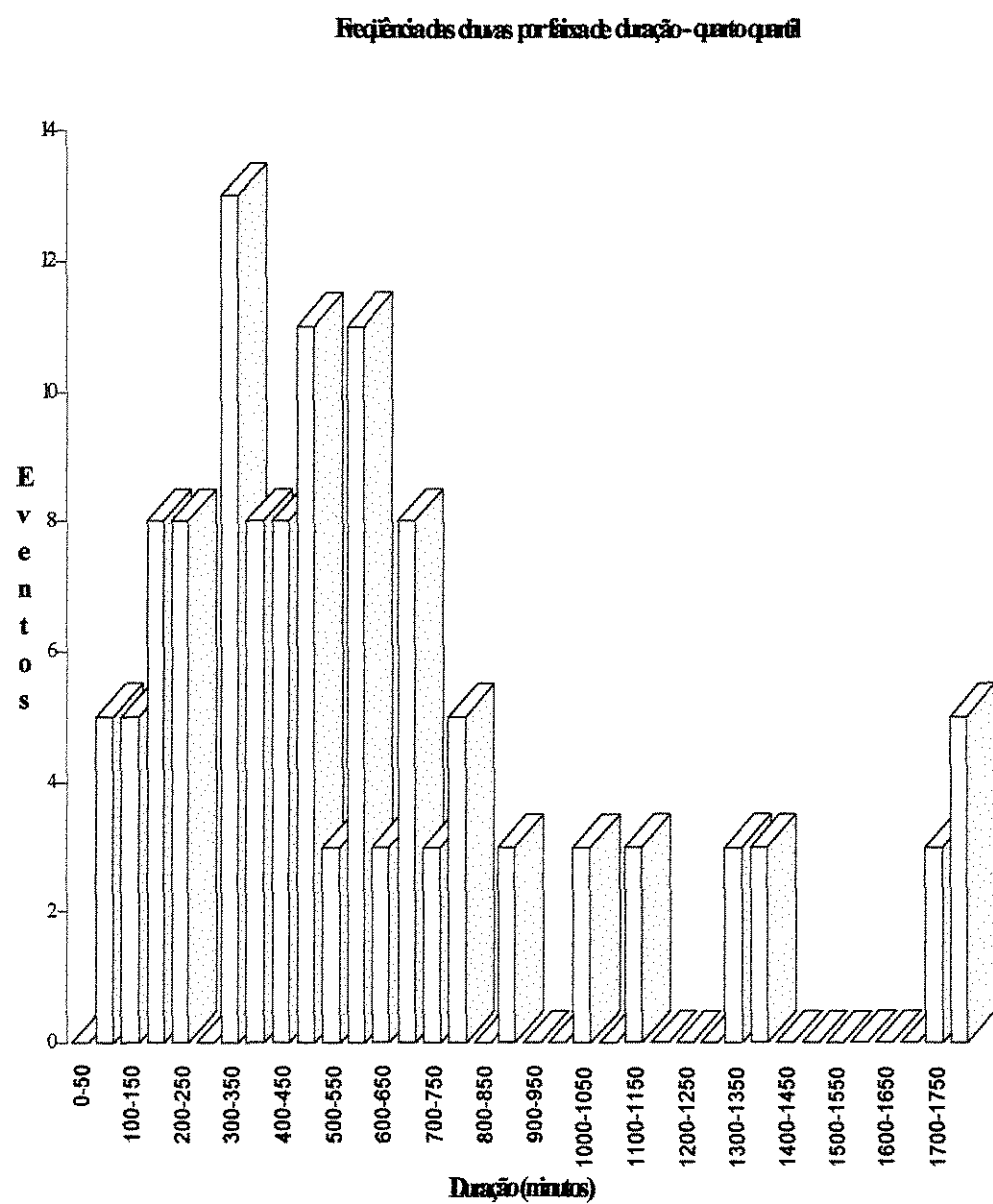


Figura 4.24 – Freqüência de chuvas por faixa de duração – Quarto quartil

7 – Estudo comparativo entre o hidrograma de enchente medido e o calculado com o uso do modelo ABC4.

A partir da análise dos gráficos dos linígrafos, foram selecionadas algumas enchentes, cujos hidrogramas, foram comparados com os hidrogramas obtidos a partir do modelo ABC4, utilizando-se o método do “Soil Conservation Service” para o cálculo da precipitação excedente e o hidrograma de enchente (hidrograma triangular).

A metodologia do “Soil Conservation Service” foi escolhida por sua ampla utilização, devido a facilidade de aplicação e número restrito de parâmetros.

Foram escolhidas duas enchentes, cujos níveis d’água observados, foram obtidos a partir da leitura dos gráficos dos linígrafos e foram transformados em valores de vazão com o uso das respectivas curvas chave calculadas, obtendo-se com isso, os hidrogramas observados das enchentes.

As respectivas precipitações, que originaram as enchentes observadas, foram discretizadas em intervalos de 10 minutos (0,167 hora) e introduzidas no modelo ABC4. O modelo foi alimentado ainda, com os dados reais do CN’s obtidos para as duas bacias de estudo. Para o cálculo do tempo de concentração, foi utilizada a fórmula do “California Culverts Practice” (Kirpich) , devido a facilidade de aplicação e por ser muito utilizado.

Os valores das precipitações excedentes calculadas, para o CN = 88 para a bacia de montante e CN = 81 para a bacia de jusante, estão apresentadas no quadro 4.19a e 4.19b.

Quadro 4.19a – Precipitação média e precipitação excedente para o dia 28/03/98

Tempo (min)	Total Precipitado (mm)	Precipitação Excedente(mm)
0	0	0
10	0,16	0
20	0,06	0
30	0,04	0
40	10,8	0,44
50	7,68	2,56
60	2,77	1,34
70	1,13	0,56
80	0,42	0,22
90	0,40	0,22
100	0,81	0,44
110	0,94	0,53
120	1,00	0,58
130	0,88	0,52
140	0,92	0,56
150	0,64	0,40
160	0,92	0,58
170	0,85	0,54
180	0,46	0,30
190	0,36	0,23
200	0,20	0,13
210	0,20	0,13
220	0,06	0,04
230	0,10	0,07
240	0,10	0,07
250	0,06	0,04
260	0,00	0,04
270	0,04	0,03
Total	32,00	10,57

Quadro 4.19 b – Precipitação média e precipitação excedente para o dia 11/12/98

Tempo (min)	Precipitação Média(mm)	Precipitação Excedente(mm)
0	0	0
10	0,18	0
20	6,41	0
30	10,01	0,34
40	8,82	2,15
50	2,90	1,05
60	0,04	0,02
70	0,06	0,02
80	0,42	0,16
90	0,50	0,20
100	0,23	0,09
110	0,19	0,08
120	0,28	0,11
130	0,15	0,06
140	0,34	0,14
150	0,21	0,09
160	0,13	0,06
170	0,51	0,22
180	0,28	0,12
190	0,09	0,04
200	0,02	0,01
210	0,06	0,03
220	0,00	0,00
230	0,02	0,01
Total	31,85	5,00

A precipitação excedente do dia 11/12/98, foi usada para o cálculo do hidrograma de cheia para o posto de montante, enquanto a precipitação excedente do dia 28/03/98 foi utilizada para o cálculo do hidrograma de cheia do posto de jusante. Em ambos os casos, os hidrogramas calculados foram comparados aos hidrogramas reais.

Posto Montante

- Área de drenagem – 7,59 Km²
- Curve Number – 88
- Tempo de concentração – 0,9 horas
- Fração impermeável (fi) – 0
- Fração diretamente conectada (fcd) – 0

Posto Jusante

- Área de drenagem – 11,59 Km²
- Curve Number – 81
- Tempo de concentração – 1,3 horas
- Fração impermeável (fi) – 0
- Fração diretamente conectada (fcd) – 0

A partir das precipitações excedentes calculadas, e com base nos dados de ocupação da bacia, foram gerados os hidrogramas de enchentes pelo ABC4, utilizando-se o hidrograma triangular do Soil Conservation Service. A metodologia do hidrograma triangular foi escolhida devido a sua ampla utilização e pela facilidade que o método apresenta.

Os quadros 4.20a, 4.20b e 4.20c apresentam os resultados obtidos.

Quadro 4.20a – Características dos hidrogramas gerados

Local	Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão máxima (m ³ /s)	Tb (h)	Tb/Tc
P.jusante	28/03/98	3,34	5,80	5,72	4,54
P.montante	11/12/98	1,34	19,90	2,24	2,58

Quadro 4.20b – Hidrograma gerado x Hidrograma real – Precipitação 28/03/98 –
Posto jusante

Tempo (min)	$Q_{\text{Hidrogtriang}}$ (m ³ /s)	Q_{Real} (m ³ /s)	Tempo (min)	$Q_{\text{Hidrogtriang}}$ (m ³ /s)	Q_{Real} (m ³ /s)
10	0	2,61	300	1,25	2,61
20	0	8,64	310	0,99	2,61
30	0	22,02	320	0,76	2,61
40	0	29,34	330	0,58	2,61
50	0	11,01	340	0,44	2,61
60	0,15	4,3	350	0,33	2,61
70	0,70	3,11	360	0,25	2,61
80	1,77	2,92	370	0,19	2,61
90	3,13	2,88	380	0,14	2,61
100	4,25	2,96	390	0,10	2,61
110	4,78	3,07	400	0,08	2,61
120	4,83	3,48	410	0,05	2,61
130	4,70	3,43	420	0,04	2,61
140	4,69	3,11	430	0,03	2,61
150	4,88	3,27	440	0,02	2,61
160	5,16	3,39	450	0,01	2,61
170	5,41	2,81	460	0,01	2,61
180	5,60	2,61	470	0,01	2,61
190	5,72	2,61	480	0	2,61
200	5,77	2,61	490	0	2,61
210	5,65	2,61	500	0	2,61
220	5,30	2,61	510	0	2,61
230	4,76	2,61	520	0	2,61
240	4,12	2,61	530	0	2,61
250	3,46	2,61	540	0	2,61
260	2,88	2,61	550	0	2,61
270	2,37	2,61	560	0	2,61
280	1,94	2,61	570	0	2,61
290	1,57	2,61	580	0	2,61

Quadro 4.20c – Hidrograma gerado x Hidrograma real – Precipitação 11/12/98 –
Posto montante

Tempo (min)	$Q_{\text{Hidrogtriang}}$ (m ³ /s)	Q_{Real} (m ³ /s)	Tempo (min)	$Q_{\text{Hidrogtriang}}$ (m ³ /s)	Q_{Real} (m ³ /s)
10	0	4,51	240	1,05	3,69
20	0	13,61	250	0,75	3,69
30	0	18,71	260	0,53	3,69
40	0,79	18,16	270	0,36	3,69
50	4,36	13,85	280	0,24	3,69
60	11,37	8,50	290	0,16	3,69
70	18,24	5,92	300	0,11	3,69
80	19,85	5,60	310	0,07	3,69
90	16,45	5,03	320	0,05	3,69
100	11,98	4,63	330	0,03	3,69
110	8,86	4,51	340	0,02	3,69
120	6,81	3,69	350	0,01	3,69
130	5,30	3,69	360	0,01	3,69
140	4,15	3,69	370	0	3,69
150	3,41	3,69	380	0	3,69
160	2,92	3,69	390	0	3,69
170	2,60	3,69	400	0	3,69
180	2,40	3,69	410	0	3,69
190	2,36	3,69	420	0	3,69
200	2,43	3,69	430	0	3,69
210	2,32	3,69	440	0	3,69
220	1,93	3,69	450	0	3,69
230	1,44	3,69	460	0	3,69

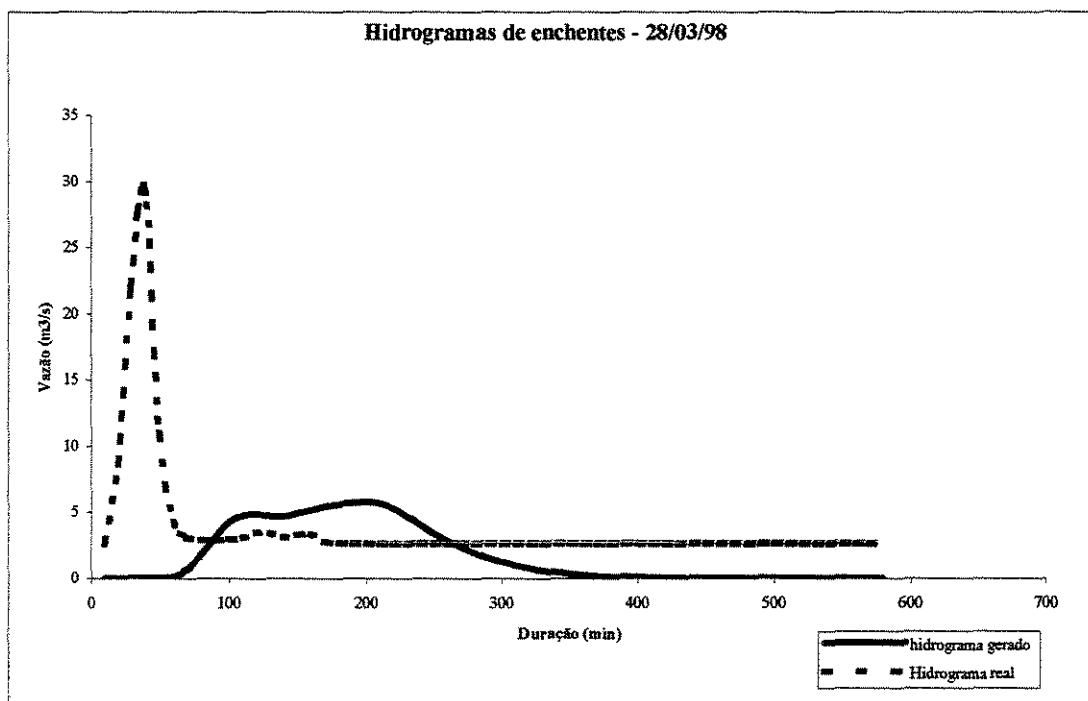


Figura 4.25 – Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98

– Posto jusante

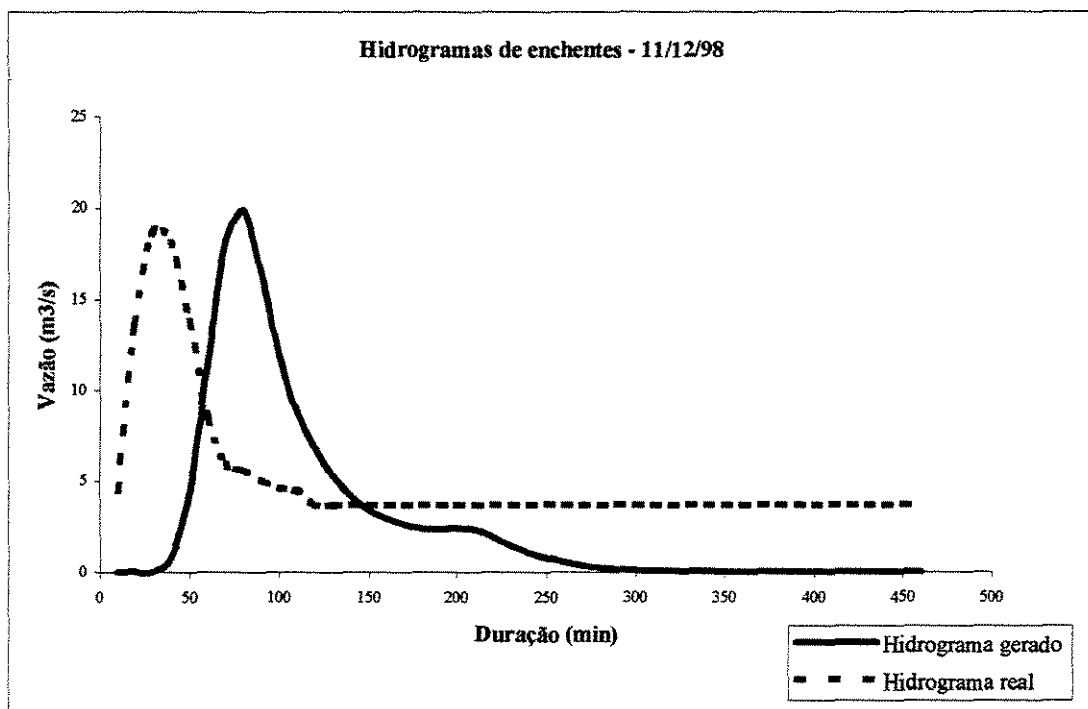


Figura 4.26 – Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98

– Posto montante

O estudo em questão, apresenta-se como uma análise das diferenças encontradas quando os valores reais são comparados com os valores calculados.

Na análise comparativa dos hidrogramas gerados com os hidrogramas reais, para os dois postos fluviométricos, verifica-se que os picos de vazão nos hidrogramas reais são prematuros, portanto, o modelo não refletiu o tempo de resposta da bacia a precipitação ocorrida. Quanto aos valores de pico, para o posto de montante, o valor calculado encontra-se próximo ao valor observado, para o posto de jusante, o valor do pico de vazão calculado, encontra-se minimizado em relação ao valor real. O método deve ser analisado para um número maior de eventos, antes de se poder chegar a uma conclusão que reflita a sua real tendência. As distorções observadas devem estar relacionadas a distribuição não uniforme da precipitação.

Após o término da precipitação os valores de vazão observados no hidrograma real são decorrentes de grande volume de esgoto lançado no curso d' água.

Visando corrigir as distorções observadas entre os hidrogramas reais e gerados, alguns parâmetros de projeto foram alterados aleatoriamente, visando uma melhor aproximação entre os hidrogramas observado e calculado. Os hidrogramas foram novamente comparados resultando:

- Bacia montante:
 1. Redução do tempo de concentração de 0,9h para 0,7h - esta alteração foi efetuada procurando-se reduzir o tempo de ocorrência do pico de cheia.

Quadro 4.21 – Características dos hidrogramas gerados

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m ³ /s)	Tb (h)	Tb/tc
11/12/98	1,17	23,5	1,89	2,70

O quadro 4.22 apresenta um comparativo das características dos hidrogramas gerados para tempo de concentração de 0,9h e 0,7h e CN = 88 e o hidrograma real.

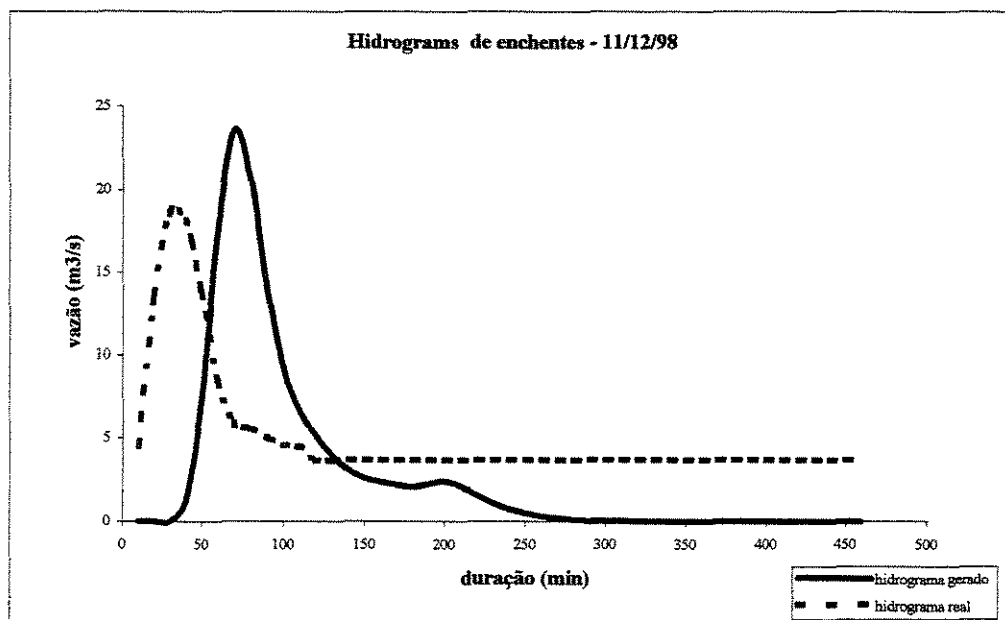


Figura 4.27 – Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98 – posto de montante com tempo de concentração reduzido para 0,7h

Quadro 4.22 – Comparativo das características dos hidrogramas gerados com o hidrograma real

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m³/s)	tc (h)
11/12/98**	1,17	23,50	0,70
11/12/98**	1,34	19,90	0,9
11/12/98*	0,50	18,71	0,9

* Hidrograma real

** Hidrograma gerado

Observa-se que, com a redução do tempo de concentração da bacia, houve uma redução no tempo de ocorrência do pico de vazão, redução esta insuficiente, quando comparada o com o tempo de ocorrência do pico no hidrograma real.

2. Redução do tempo de concentração de 0,9h para 0,7h e alteração do CN de 81 para 70 (valor recomendado pela bibliografia)

A figura 4.28 apresenta o hidrograma obtido a partir dos parâmetros acima descritos e o hidrograma observado.

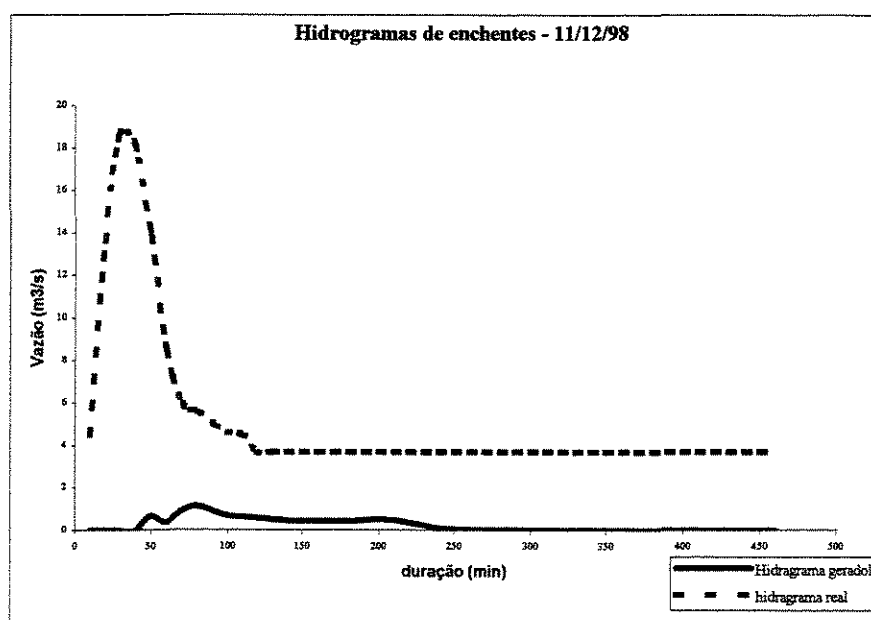


Figura 4.28 – Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 11/12/98 para $t_c=0,7h$ e $CN = 70$

As características do hidrograma gerado são apresentadas no quadro 4.25.

Quadro 4.23– Características dos hidrograma gerado

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m³/s)	Tb (h)	Tb/tc
11/12/98	1,34	1,10	3,17	4,53

As modificações, efetuadas nos parâmetros de cálculo, não provocaram o efeito esperado, ou seja, redução do tempo de ocorrência do pico, sem elevação do valor do mesmo, quando comparado ao valor do pico do hidrograma observado. Portanto, o hidrograma gerado, a partir dos parâmetros estabelecidos, não reflete a velocidade de resposta da bacia a precipitação ocorrida, tão pouco o pico de vazão por ela produzido.

Posto de jusante

1 – redução do tempo de concentração de 1,3h para 0,9h

A redução no tempo de concentração é aleatória e visa a aproximação entre os hidrogramas calculado e observado

A figura 4.29 apresenta o hidrograma obtido a partir dos parâmetros acima descritos e o hidrograma observado.

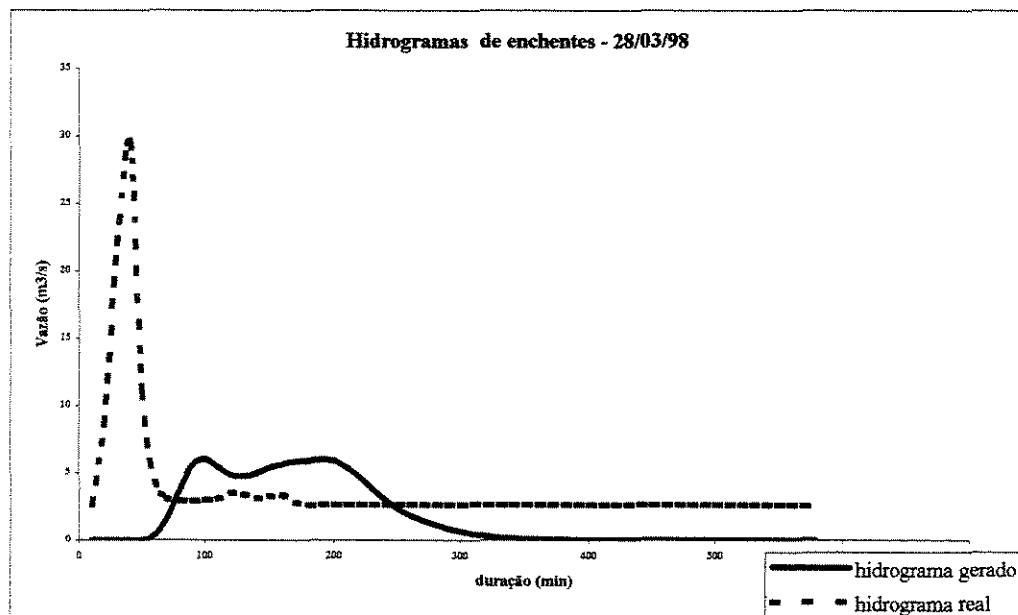


Figura 4.29 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98
– Posto jusante – $t_c = 0,9$ h, CN = 81.

As características do hidrograma gerado são apresentadas no quadro 4.26.

Quadro 4.24– Características do hidrograma gerado

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m ³ /s)	Tb (h)	Tb/tc
28/03/98	1,67	6,00	5,46	6,07

A redução no tempo de concentração não foi suficiente para promover as alterações necessárias no hidrograma gerado, ou seja, redução do tempo de ocorrência do pico e aumento do pico de vazão.

2 – Redução do tempo de concentração de 1,3h para 0,9h e elevação do CN de 81 para 95.

A figura 4.30 apresenta o hidrograma resultante dos parâmetros acima descritos e o hidrograma observado.

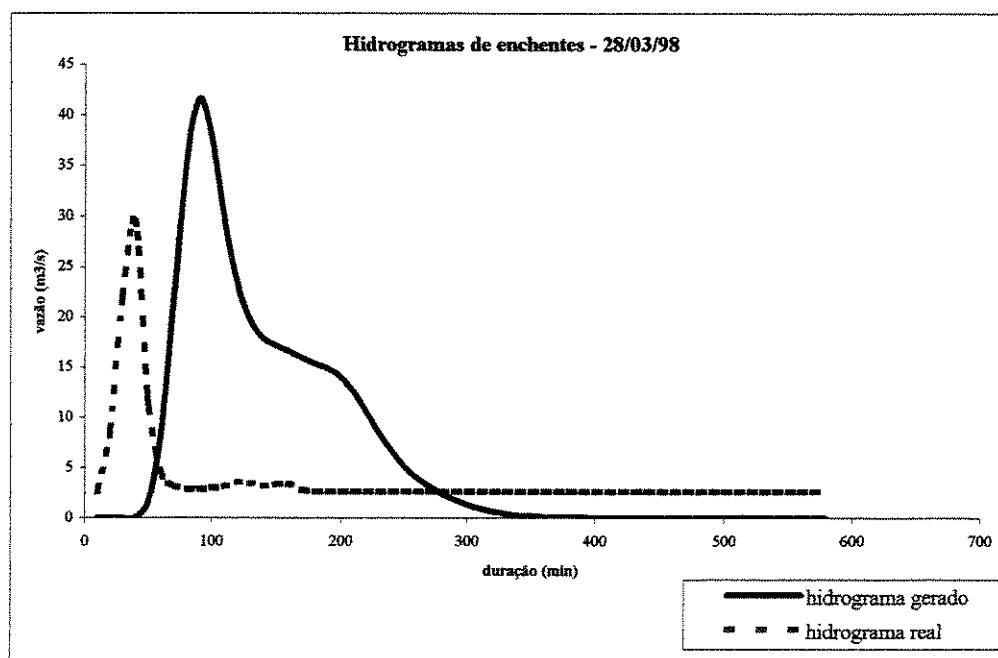


Figura 4.30 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98

– Posto jusante – $t_c = 0,9$ h e CN = 95

O quadro 4.25 apresenta as principais características do hidrograma calculado.

Quadro 4.25– Características do hidrograma gerado

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m ³ /s)	Tb (h)	Tb/tc
28/03/98	1,50	41,6	3,15	3,5

Com as alterações promovidas, verifica-se uma maximização do pico de cheia, quando comparado com o valor obtido no hidrograma observado, porém o tempo de ocorrência deste pico encontra-se atrasado em relação ao valor real.

4 – Redução do tempo de concentração de 1,3h para 0,9h e aumento do Cn de 81 para 93.

A figura 4.31 apresenta o hidrograma obtido com as modificações acima descritas e o hidrograma observado

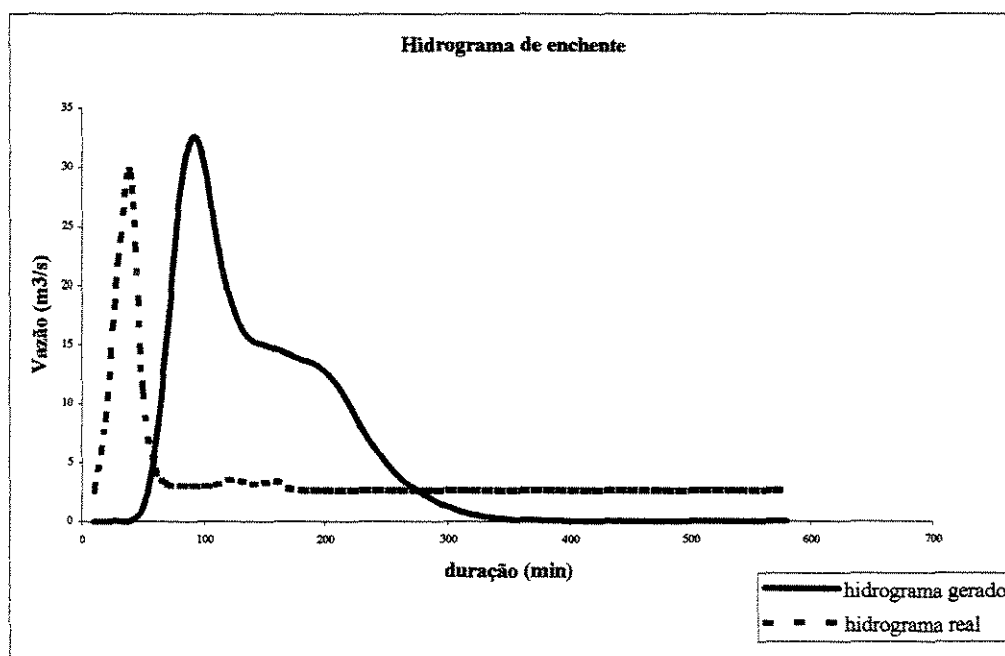


Figura 4.31 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 28/03/98
– Posto jusante – $t_c = 0,9$ h e CN = 93

O quadro 4.26 apresenta as características do hidrograma gerado.

Quadro 4.26– Características do hidrograma gerado

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m ³ /s)	Tb (h)	Tb/tc
28/03/98	1,50	32,6	3,36	3,73

Com as alterações propostas, o pico do hidrograma gerado aproxima-se, em valor, ao pico do hidrograma observado, porém continua atrasado em relação ao tempo de ocorrência.

Da análise dos hidrogramas gerados, para o posto de jusante, concluiu-se que o coeficiente de escoamento calculado para a bacia, $CN = 81$, quando introduzido no modelo ABC4, não gerava uma vazão de pico próxima à vazão observada, o mesmo acontecendo com o tempo de concentração calculado. Contudo, torna-se prematuro afirmar que estes dois parâmetros não refletem as características da bacia, pois a montante do posto fluviométrico de jusante verifica-se a entrada de um afluente, com área de contribuição significativa, e que mereceria estudos específicos para a determinação de suas características físicas bem como, o monitoramento de suas vazões.

O efeito deste afluente, pode ser acentuado quando ocorre uma chuva de distribuição não uniforme na bacia, e que atinja a área deste afluente. Foi possível observar, em alguns casos, níveis de água altos no linígrafo de jusante e não ter um nível correspondente no posto de montante. Isto não significa que houve uma má distribuição dos pluviógrafos, mas sim, que houve uma chuva não uniforme.

O hidrograma na seção do posto fluviométrico seria o hidrograma resultante da somatória do hidrograma do afluente com o hidrograma do curso principal. Somente a partir daí seria possível uma análise mais precisa.

Selecionando-se outra série de dados, para o posto de jusante, e comparando-se os hidrogramas gerado e real, tem-se:

Posto Jusante

- Área de drenagem – 11,59 Km²
- Curve Number – 81
- Tempo de concentração – 1,3 horas
- Fração impermeável (fi) – 0
- Fração diretamente conectada (fcd) – 0

A figura 4.32 apresenta o hidrograma gerado e o hidrograma real para a precipitação de 06/05/99

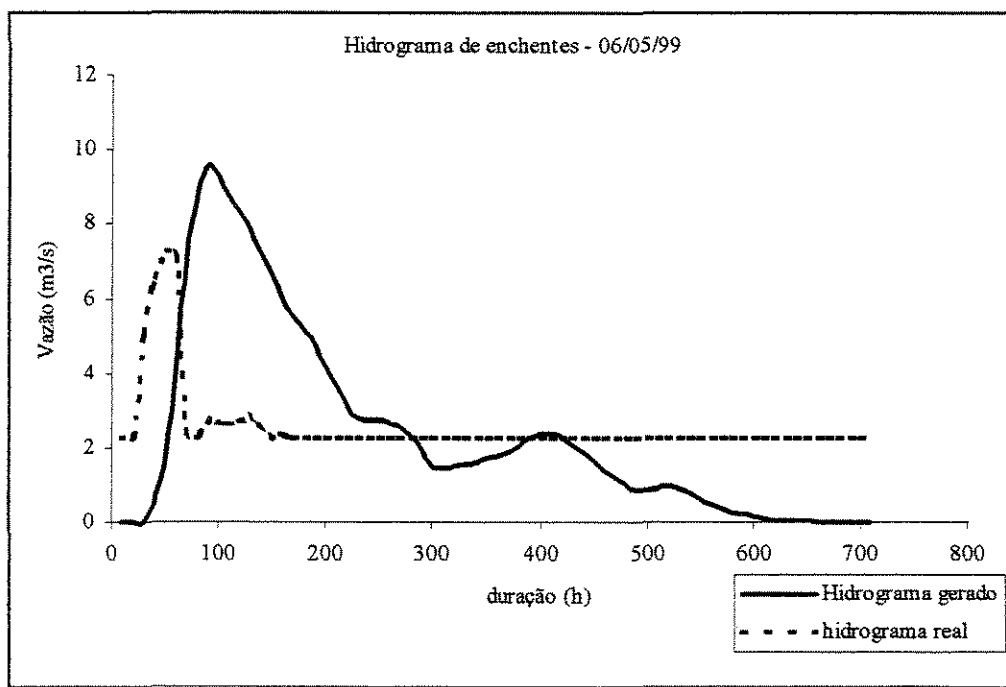


Figura 4.32 - Hidrograma gerado e hidrograma real para precipitação de 06/05/99
– Posto jusante – $t_c = 1,3$ h e CN = 81

O quadro 4.27 apresenta as características do hidrograma gerado.

Quadro 4.27– Características do hidrograma gerado

Data	Instante ocorrência do pico (h)	Vazão de pico (m³/s)	Tb (h)	Tb/tc
06/05/99	1,50	9,6	6,12	4,85

Para o caso em questão, verifica-se que o valor da vazão de pico para o hidrograma gerado encontra-se próximo ao valor de pico do hidrograma observado. O tempo de ocorrência do pico do hidrograma gerado é retardado em relação ao hidrograma observado, confirmando a posição já comentada anteriormente, de que o modelo não reflete o tempo de resposta da bacia a precipitação ocorrida.

As análises dos dados obtidos ratifica o ponto de vista, já apresentado, sobre a importância da obtenção de dados reais para a elaboração dos projetos de micro e principalmente, de macro drenagem.

O monitoramento das bacias urbanas requer ainda estudos mais profundos, com o desenvolvimento de novas técnicas de coletas de dados, principalmente com relação as vazões, bem como de parâmetros de amostragem que garantam a representatividade dos dados coletados. Outro item a ser pesquisado, deve focar as características dos instrumentos de medição mais adequados às bacias urbanas e consequentemente, introduzindo ao processo de coleta de informações, maior confiabilidade.

V – CONCLUSÕES

Este estudo, procurou fazer o monitoramento de duas bacias hidrográficas urbanas experimentais, para a definição dos parâmetros reais de projeto. Para as condições desse estudo, pôde-se concluir sobre a validade de alguns parâmetros de projetos e analisar parte da metodologia utilizada para se obter cheias urbanas, como uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto.

Foi determinada a distribuição temporal das precipitações para Campinas, bem como o coeficiente de escoamento superficial e o número da curva do escoamento superficial, associado a diferentes tipos de ocupação do solo.

Foram definidas curvas que relacionam a densidade populacional com as áreas construídas definindo-se, com isso, um indicador indireto do uso do solo. Embora, não se tenha obtido uma alta correlação entre estes parâmetros, na ausência de dados mais precisos ou na fase preliminar de projeto, estas curvas podem contribuir para uma melhor definição dos critérios de projeto.

Foram determinados os valores dos coeficientes de rugosidade de Manning para sarjetas, quando o escoamento ocupa a sarjeta e parte do pavimento e quando o escoamento ocupa somente a sarjeta. O cálculo do coeficiente de rugosidade utilizou a teoria de Izzard, aplicada para uma vazão conhecida e elementos geométricos da seção também conhecidos.

Os valores dos coeficientes de rugosidade de Manning obtidos são maiores que os valores recomendados pela bibliografia.

Também foi obtido o valor do coeficiente de rugosidade de Manning para o canal revestido em concreto em condições de manutenção, através do emprego da equação de Manning e dos dados de velocidade média do canal.

Os valores dos coeficientes de escoamento superficial e do número da curva de escoamento superficial, determinados para diferentes tipos de ocupação do solo, resultaram na faixa dos valores recomendados na bibliografia para alguns tipos de cobertura e diferentes para outros tipos. Os valores do coeficiente de escoamento superficial resultantes das sub bacias estudadas, enquadraram-se dentro das faixas de valores recomendados na bibliografia, exceto para o uso residencial popular, os valores do CN's encontrados não enquadram-se dentro das faixas dos valores recomendados, sendo maiores para os usos comercial e residencial popular e menor para o uso residencial de alto padrão.

A definição das curvas chave dos postos fluviométricos foi sem dúvida nenhuma o grande desafio a ser vencido neste trabalho de pesquisa. A metodologia, preconizada na bibliografia, para a obtenção dos dados de vazão mostrou-se inadequada às condições vigentes das seções de medição. Altas velocidades, grande volume de detritos e a rapidez na passagem da onda de cheia, impossibilitaram a obtenção de um grande número de dados reais. A utilização de metodologias mais simples, como flutuadores, podem auxiliar na determinação dos valores de vazão, embora se perca na precisão.

A mudança da metodologia tradicional de medição de velocidades em dois pontos de cada verticais, para a metodologia proposta por MINEI e SOUZA (1999), de um único ponto em uma única vertical, a de maior profundidade, viabilizou a obtenção de dados porém, em detrimento a qualidade dos mesmos. A perda de precisão, na obtenção dos dados, é compensada pela existência dos dados, pois caso contrário dificilmente os dados de vazão teriam sido obtidos e estariam disponíveis para o trabalho em questão.

Vencido o desafio da obtenção dos dados de vazão, o outro enfoque do presente trabalho é uma análise dos hidrogramas de enchentes gerados a partir de uma metodologia, "Soil Conservation Service" no caso em questão, quando comparados com os hidrogramas reais. Os resultados obtidos, reforçam ainda mais, a necessidade de obtenção do maior número possível de parâmetros reais para o dimensionamento das obras de macro drenagem e também de micro drenagem.

A importância da obtenção de parâmetros reais de cálculo para a obtenção dos hidrogramas de projeto e o correto dimensionamento das obras urbanas tem sido cada vez

mais difundida entre os calculistas, contudo o desenvolvimento de novas metodologias e equipamentos para a obtenção desses parâmetros, é uma necessidade urgente e essencial a qualidade dos dados obtidos.

VI - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRAS, R.L. & PERKINS, F.E., *Effects of Urbanization on Catchmente Response*, Journal of Hydraulics Division, V.11196-HY3, Março 1975, p.451-466.

CAMPANA, N. A., *Impacto da Urbanização nas Cheias Urbanas*, Tese de Doutorado IPH/UFRGS. Porto Alegre, 1995.

CANHOLI, A P., *Soluções Estruturais Não Convencionais em Drenagem Urbana*, Tese de Doutorado Escola Politécnica/USP. São Paulo, 1995

CRAWFORD, M., LINSLEY, T., *Digital Simulation in Hydrology: Stanford Watershed Model IV.*, Department of Civil Engineering, Stanford University. Technical Report n. 39, 210p, 1966.

CHOW, V.T.; MAIDMENT, D.R.; MAYS, L.W., *Applied Hidrology*, McGraw-Hill, 1988.

DAVIES, H. e HOLLIS, T. *Measurements of rainfall-runoff volume relationships and waetr balance for roofs and roads*, International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana. Proceedings. University of Illions, Vol. 1, 1981, p.434 – 443.

FCTH, *Cliv – Condutos Livres. Manual de Apresentação*, São Paulo, 1998.

FERGUNSON, B. K. e SUCKLING, P. W., *Changing rainfall-runoff relationship in the urbanizing Peachtree Creek watershed,Atlanta, Georgia;* Water Resources Bulletin, Vol. 26, n. 2, 1990, p. 313 – 322.

FERRARI, C., *Curso de Planejamento Municipal Integrado: Urbanismo*. São Paulo: Editora Pioneira, 1991.

FIGUEIREDO, R.B., *Engenharia Social – Soluções para Áreas de Risco*, São Paulo: Makron Books, 1994.

HOGGAN, D.H., *Computer-Assisted - Floodplain Hydrology and Hydraulics*, McGraw Hill, 1996.

HOLLIS, G.E., *The effect of Urbanization on Floods of Different Recurrence Interval*, Water Resources Research, Vol.11, nº3, Junho 1975, p.431-435

HUFF, F.A., *Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms*, Water Resources Research, Vol.3, nº4, 1967, p.1007-1019

HUFF, F.A., *Spatial Distribution of Rainfall Rates*, Water Resources Research, Vol.6, nº1, fevereiro 1970, p.254-259

HUFF, F.A., *Time Distribution Characteristics of Rainfall Rates*, Water Resources Research, Vol.6, nº2, abril 1970, p. 447-454.

JESUS, R.M.R. de e EIGER, S., *DRENG V.III – Um modelo para simulação de enchentes em bacias e córregos urbanos*, V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Anais, Blumenau-SC, Vol. 2, 1983, p. 317 – 340.

KIBLER, D.(Ed.), *Urban Storm Water Hydrology*, Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington, D.C., 1982

LEPSCH, I.F., *Solos – Formação e Conservação*, Editora Universidade de São Paulo, São Paulo, 1977.

MARCELLINI, S.S., *Análise de Critérios para a determinação das Tormentas de Projeto e sua Influência nos Hidrogramas em Pequenas Bacias Hidrográficas*, Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica/USP, São Paulo, 1994.

MAKSIMOVIC, C. & TODOROVIC, Z., *Non-Structural vs. Structural Alternatives in Sustainable Urban Runoff Management*, Internacional Workshop on Non-Structural Flood Control in Urban Areas, São Paulo. Anais. São Paulo: IWRA, 1998, p.1-22.

MIGNOSA, P. & PAOLETTI, A., *Effect of Spatial Rainfall Distribution on Runoff Volumes and Peak Discharges for Large Urban Watershed*, Proceeding of The International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchments Data, Dubrovnik, Yugoslavia, abril 1986, p.217-227

MINEI, N; SOUZA, P.A.; *Um Método Expedido para a Medição de Vazão em Rios e Canais Abertos*; XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, belo Horizonte, Anais, 1999.

MOLIN, L.; DEVILLA, I.; GOULART, J.P.; MAESTRINI, A.P.; *Distribuição Temporal de Chuvas Intensas em Pelotas, RS.*, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol.1, nº2, jul./dez 1996, p.43-51.

MOTTA, J.C., *Simulação hidrológica de uma bacia urbana : Arroio Dilúvio*, Dissertação de mestrado IPH/UFRGS, 1982.

PEREIRA, B.E.B.(Coordenador), *Manual para Serviços de Hidrometria*, São Paulo, MNE/DNAEE, 1977.

PORTO, R.L. & MARCELLINI, S.S., *Generalização de Curvas de Distribuição Temporal de Tormentas de Projeto*, 10º Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, Gramado-RS, ABRH, Porto Alegre, Vol. 2, nov.1993, p.213-222.

PIIPPI, I.C. *Composição Sanitária das Cidades* São Paulo: CETESB 1981

STANKOWSKI, S.J., *Population Density as an Indirect Indicator of Urban and Suburban Land-Surface Modification*, Geological Survey Research, 800B, 1972, p. B219-B224.

SILVEIRA, A. L. L., *Hidrologia Urbana no Brasil, Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação e Controle*, Curitiba. *Anais*. São Paulo:ABRH, 1998, p.7-25.

SILVEIRA, A. L.L., *Provável Efeito Urbano nas Relações IDF das Chuvas de Porto Alegre*, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol.2,nº2, 1997, p.93-107.

SPIRN, A.W., *O Jardim de Granito*, São Paulo:Editora da Universidade de São Paulo, 1995.

STEPHENSON, D., *Comparison of the water balance for an undeveloped and suburban catchment*. Hydrological Journal des Sciences Hydrologiques, Vol. 39, n. 4, 1994, p. 295–307.

TUCCI, C.E.(Organizador), *Hidrologia – Ciência e Aplicação*, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade de São Paulo, 1993

TUCCI, E.M. & LA LAINA PORTO, R. & BARROS, M.T. (Organizadores), *Drenagem Urbana*, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995

TUCCI, E.M. & BRAGA, B.P.F. & SILVEIRA, A., *Avaliação do Impacto da Urbanização nas Cheias Urbanas*, RBE, V.7, N1, 1989. P.77-101.

UNESCO, *Manual on Drainage in Urbanized Areas - Planning and Design of Drainage Systems*, Belgium: Publicado por United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, Vol. 1, 1987.

URBONAS, B. & STAHR, P., *Stormwater – Best Management Practices and Detention for Water Quality, Drainage, and CSO Management*, New Jersey: Prentice Hall, 1993.

VEN, F.H.M., *Water balances of urban areas*, Duisburg Symposium, Hidrological Process and Water Management in Urban Areas: Proceedings Wallingford, IAHS Publ., n.198, 1990, p. 141-148.

WANIELISTA, M.; KERSTEN, R.; EAGLIN, R., *Hydrology – Water Quantity and Quality Control*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1997.

WIEST, R.J.M. De, *Geohydrology*

WILKEN, P.S., *Engenharia de Drenagem Superficial*, São Paulo: CETESB, 1978

WILSON, C.B.; VALDES, J.B.; RODRIGUES-ITURBE, I., *On The Influence of The Spatial Distribution of Rainfall on Storm Runoff*, Water Resouces Research, Vol.15, nº2, abril 1979, p.321-328.

Urban Hydrology for Small Watersheds, Water Resouces Publications – Technical Release, nº 55, jun 1986.

ANEXO I – Fotos dos linígrafos e pluviógrafos das bacias

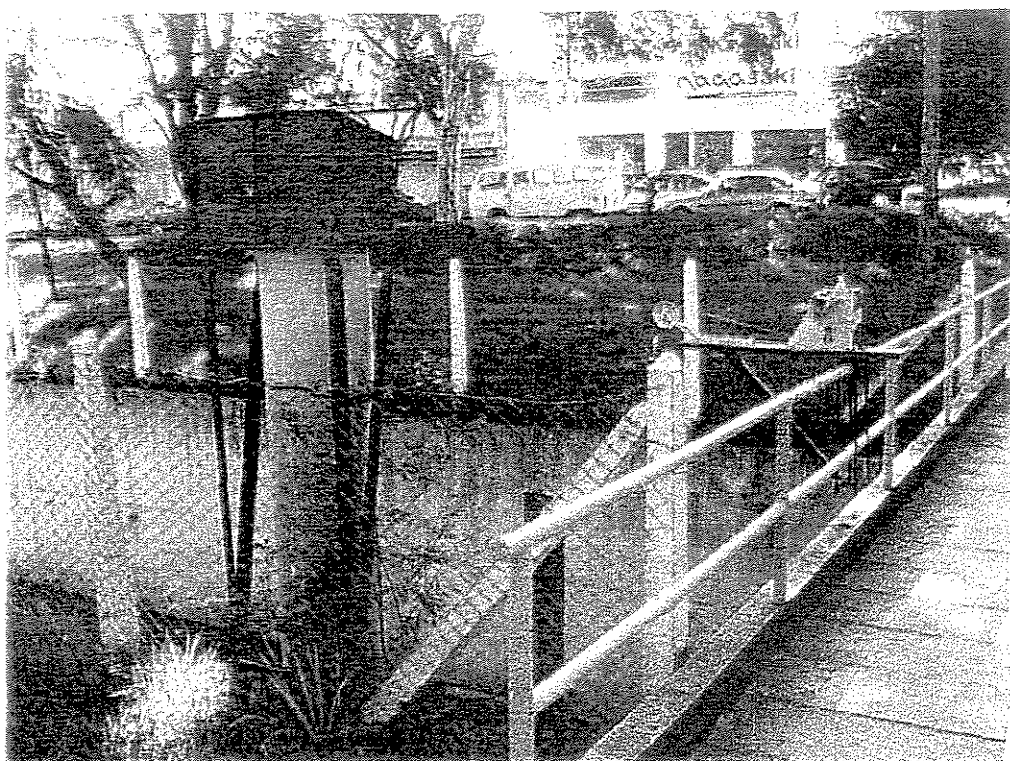


Figura A1 - Molinete e linígrafo da seção de montante (Praça Ralph Stettinger)

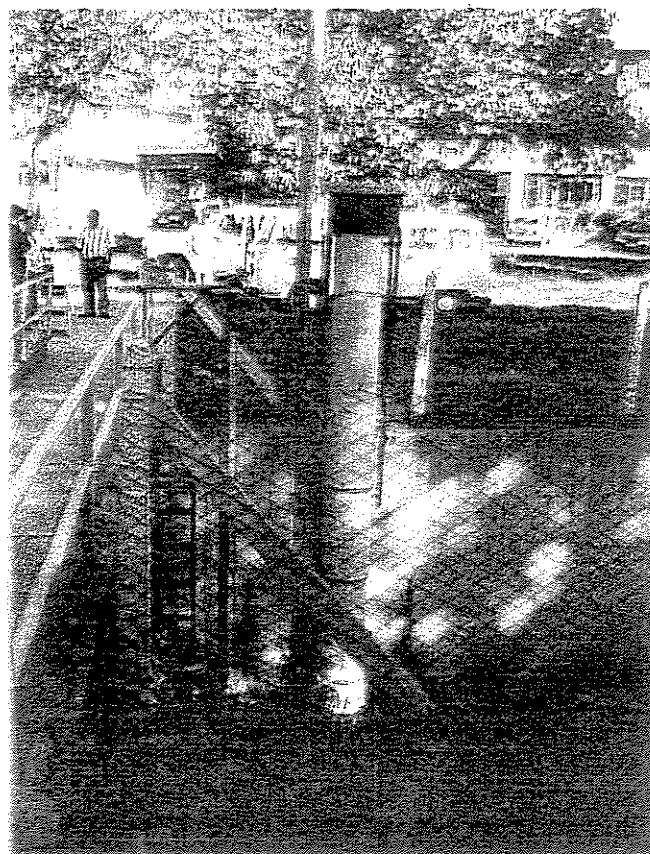


Figura A2 - Limnietro e linígrafo da seção de montante

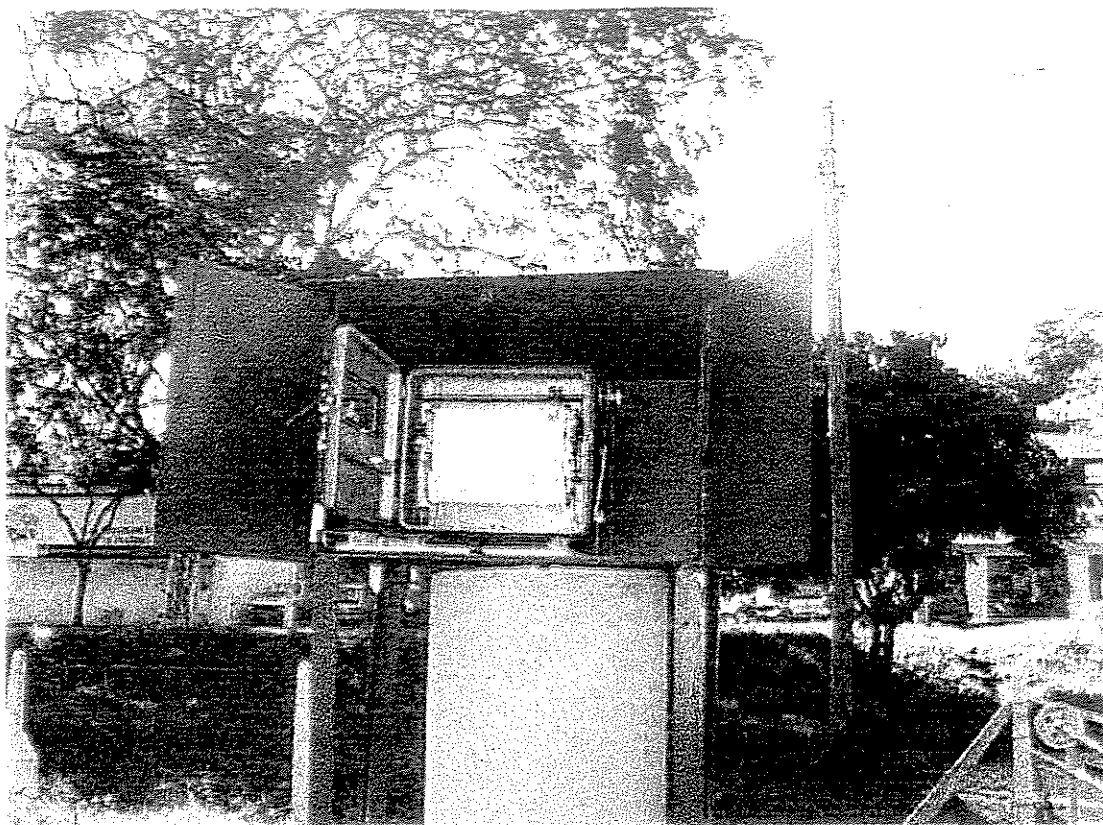


Figura A3 – Linígrafo da seção de montante

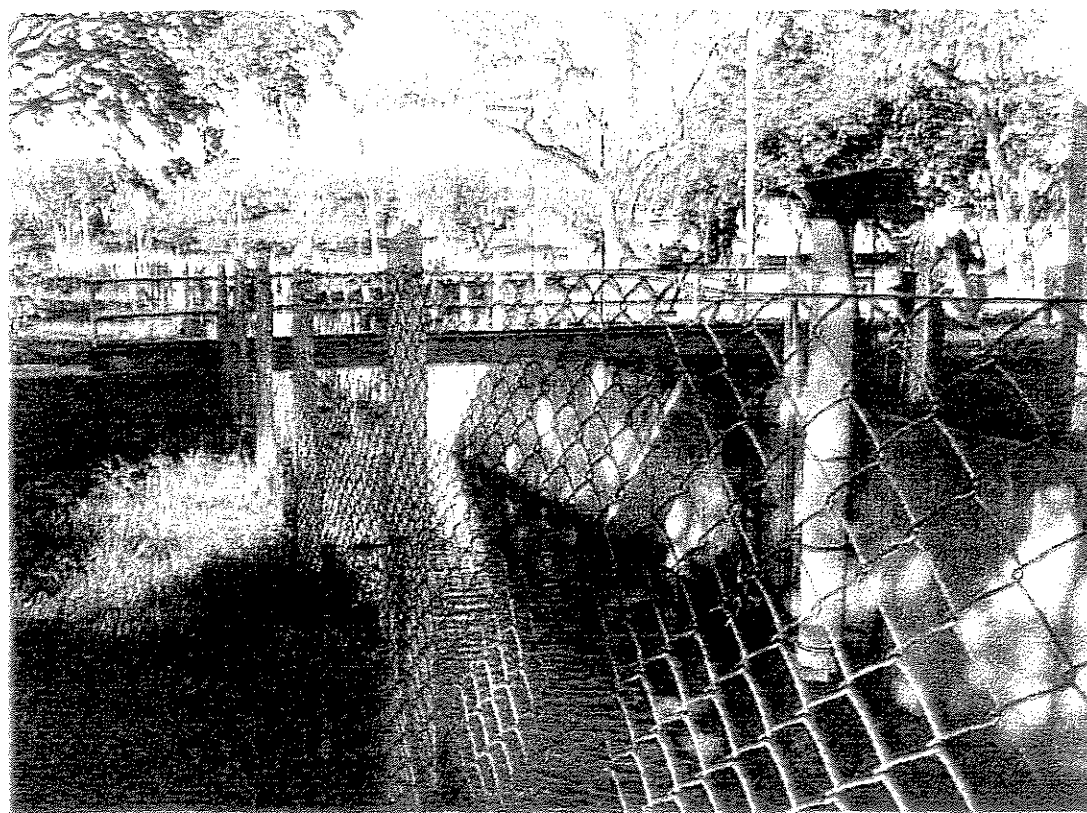


Figura A4 – Linígrafo e seção do canal de montante

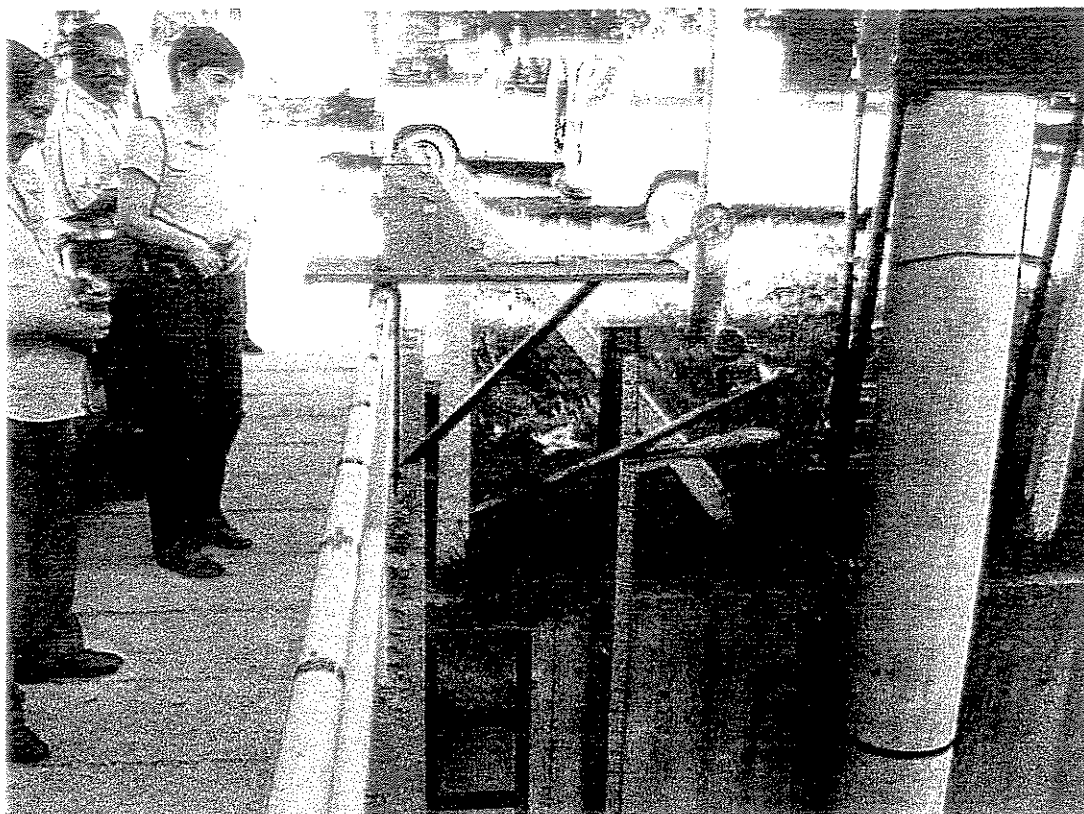


Figura A5 – Detalhe do molinete e do lastro na seção de montante

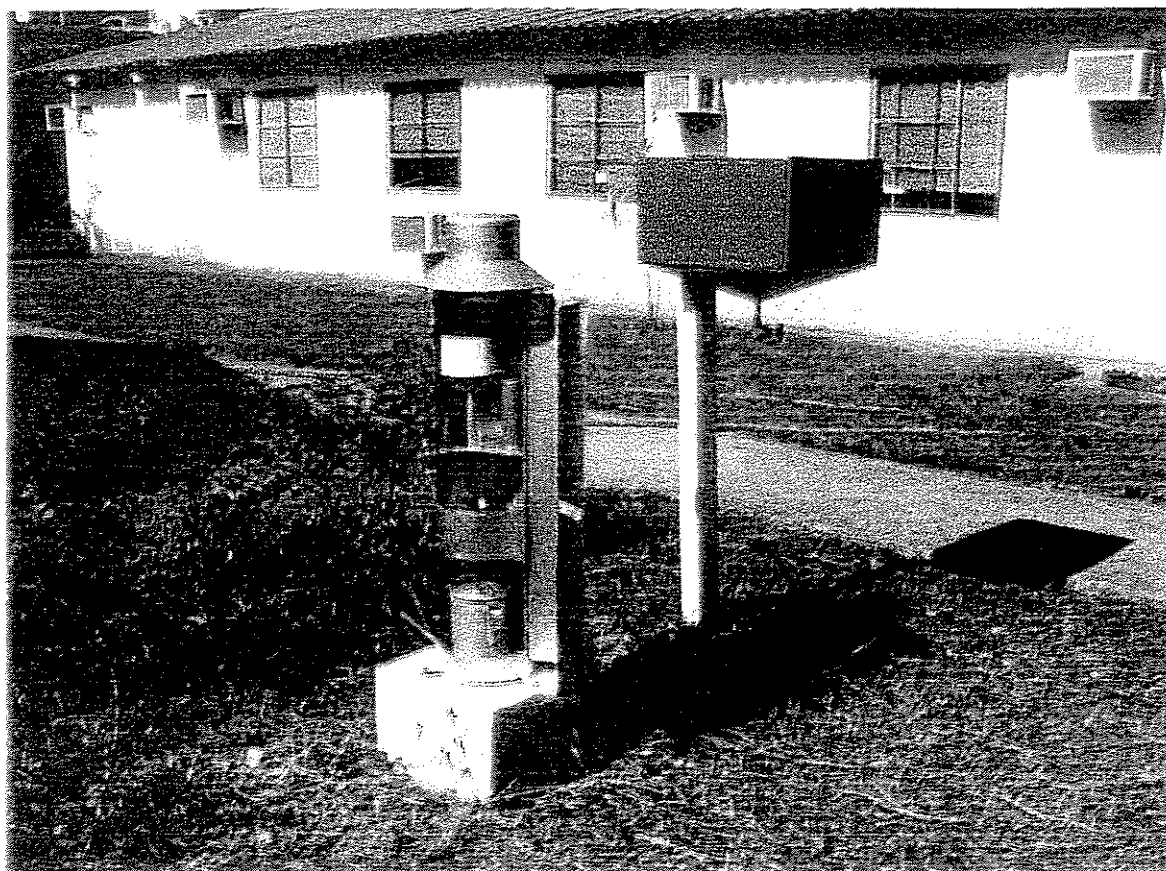


Figura A6 – Pluviômetro da CBPO

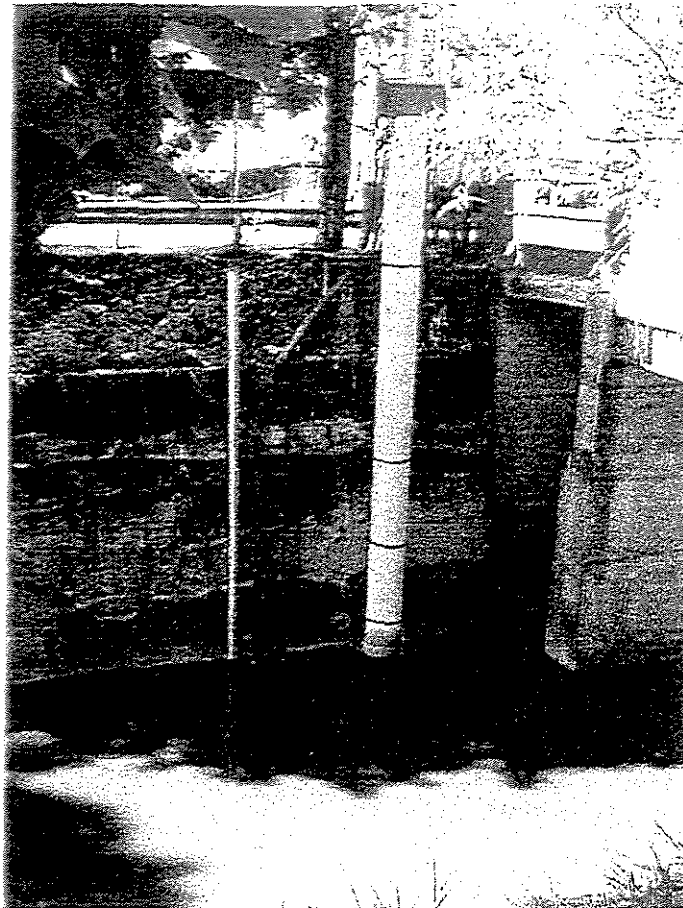


Figura A7 – Linígrafo e linímetro da seção de jusante (Correio Popular)

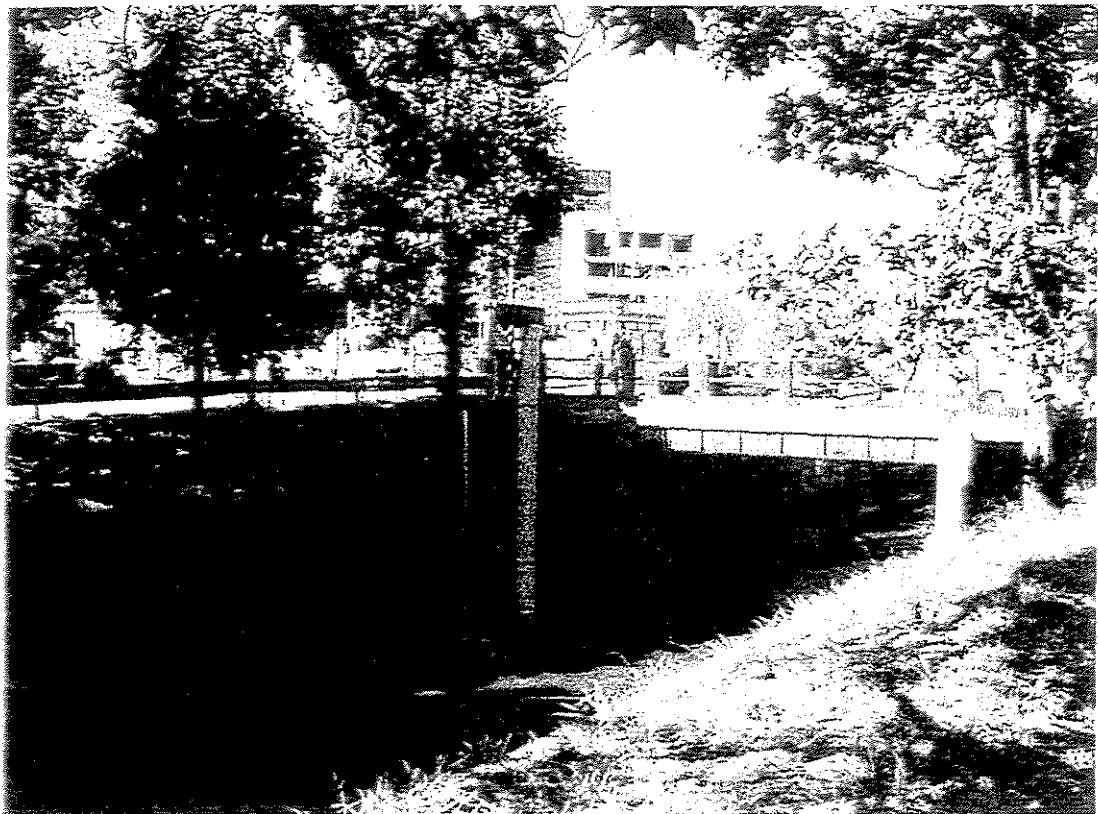


Figura A8 – Canal da seção de jusante

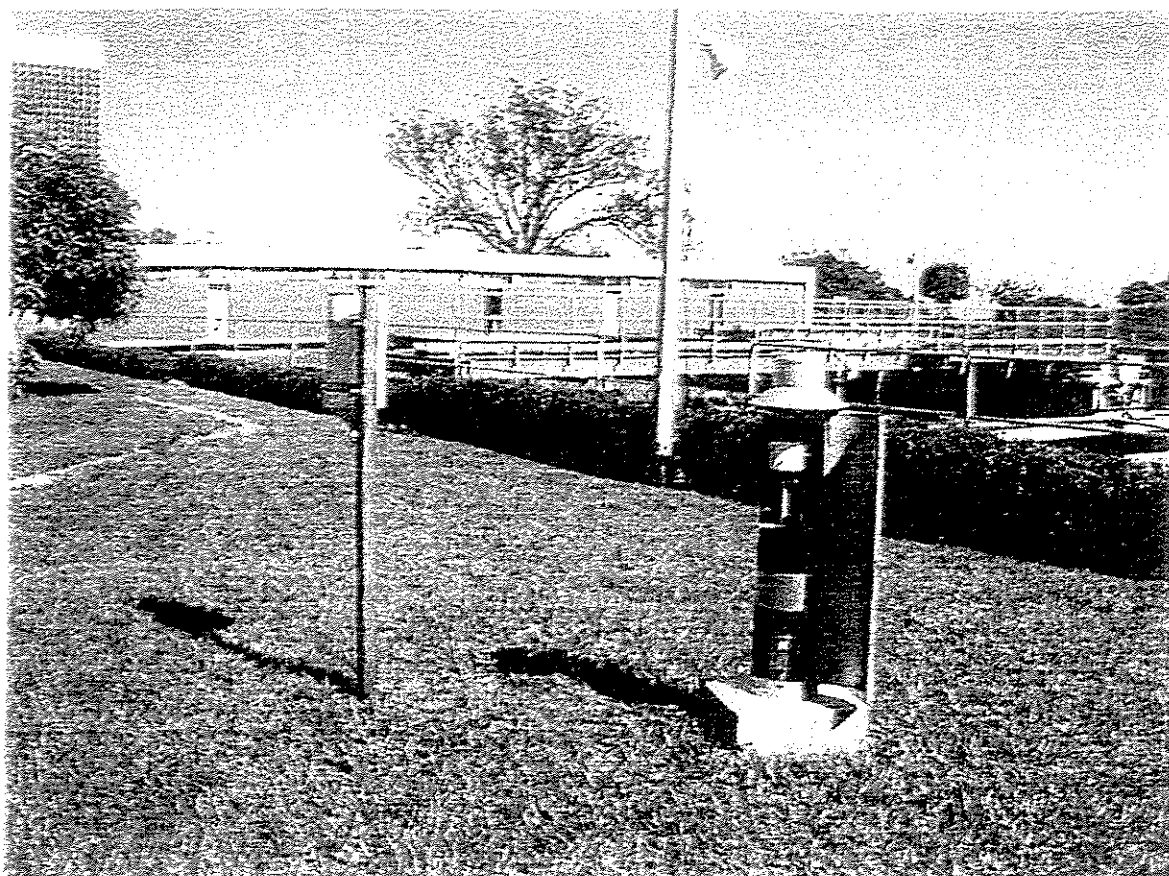


Figura A9 – Pluviômetro e pluviógrafo da ETA 1/2